



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL DO PARÁ
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DOS PILARES DE UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE RIO
BRANCO**

ENGENHEIRO CIVIL MATEUS SILVA DOS SANTOS

Belém, 06 de Novembro de 2013.



**SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL DO PARÁ
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DOS PILARES DE UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE RIO
BRANCO**

ENGENHEIRO CIVIL MATEUS SILVA DOS SANTOS

Dissertação de mestrado submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Belém, 06 de Novembro de 2013.

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

Santos, Mateus Silva dos, 1983-

Adequação estrutural dos pilares de um edifício residencial em concreto armado na cidade de rio branco / Mateus Silva dos Santos. - 2013.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2013.

1. Construção de concreto armado. 2. Edifícios - Rio Branco (AC) - Manutenção e reparos. 3. Colunas. 4. Engenharia de estruturas. I. Título.

CDD 23. ed. 624.18342



ADEQUAÇÃO ESTRUTURAL DOS PILARES DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE RIO BRANCO.

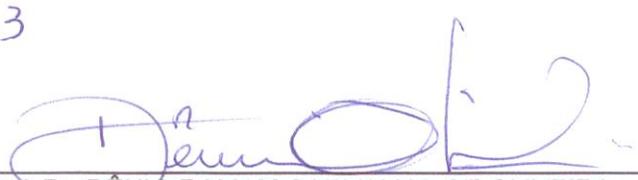
AUTOR:

MATEUS SILVA DOS SANTOS

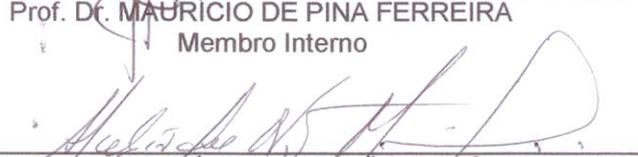
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA A BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

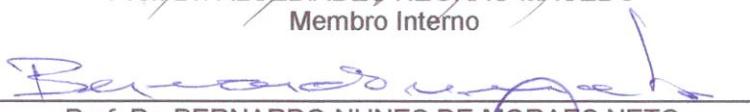
APROVADA EM: 06/11/2013

BANCA EXAMINADORA:

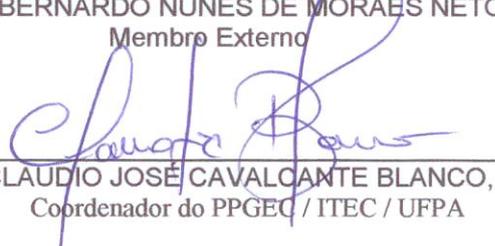

Prof. Dr. DÊNIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA
Orientador


Prof. Dr. MAURÍCIO DE PINA FERREIRA
Membro Interno


Prof. Dr. ALCEBIADES NEGRÃO MACÊDO
Membro Interno


Prof. Dr. BERNARDO NUNES DE MORAES NETO
Membro Externo

Visto:


Prof. Dr. CLAUDIO JOSÉ CAVALCANTE BLANCO, Ph.D
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

Primeiramente a Deus, por oportunizar em minha vida este momento que ora julgou adequada a benção; aos meus pais, Raimundo e Elza, que com luta, mas principalmente com muita dedicação e amor, me deram a educação sem a qual eu não teria chegado a lugar algum. "Vocês são meu grande orgulho e eu quero que tudo o que eu faça em toda a minha vida sejam provas de que o pouco que vocês acham que fizeram por mim, na verdade foi muito mais do que qualquer filho no mundo poderia querer. Vocês me deram simplesmente tudo e vão estar eternamente em tudo o que eu fizer"; e, em especial minha amada esposa, Marta, pela compreensão, paciência e pelas constantes orações, demonstrando sempre seu amor incondicional; e aos tesouros que Deus me presenteou, minhas filhas Débora e Cíntia, que são as minhas sementes que irão crescer, frutificar e dar bons frutos com seus bons testemunhos de vida, fazendo valer êxodo 20:12 nas suas vidas.

AGRADECIMENTOS

Ao orientador, Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira pelo seu exemplo, pela sua paciência, presteza, competência e orientação imprescindível, neste período de planejamento, estruturação, elaboração e, principalmente, pela correção desta dissertação.

A minha família, especialmente meus pais Raimundo e Elza e minha esposa Marta dos Santos que durante todo o período tiveram a paciência e compreensão necessária para que eu pudesse desenvolver este trabalho; sendo indulgentes nos momentos em que deixei de lhes dispensar a atenção que mereciam, abdicando do convívio familiar com as pessoas que me são importantes.

A Caixa Econômica Federal – CEF que autorizou o acesso ao prédio e também com o fornecimento de informações para a realização desse estudo de caso.

A Secretaria de Estado de Habitação de Interesse Social do Estado do Acre – SEHAB que forneceu informações acerca da situação atual do panorama habitacional do estado do Acre.

A todos os meus familiares e amigos que, direta ou indiretamente, contribuíram para mais essa realização em minha vida.

*"Quando passares pelas águas estarei contigo e,
quando pelos rios, eles não te submergirão; quando
passares pelo fogo, não te queimarás, nem a chama
arderá em ti."*

ISAÍAS 43:2

RESUMO

SANTOS, Mateus S. **Adequação estrutural dos pilares de um edifício residencial em concreto armado na cidade de Rio Branco.** Belém, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará.

A recuperação e reforço de estruturas de concreto armado estão cada vez mais frequentes no Brasil, devido, principalmente, ao envelhecimento das estruturas construídas nas décadas de 60 e 70 do século XX, as quais estão prestes a atingir seu tempo de vida útil. Somam-se a isto, fatores como o uso de concretos com baixa resistência, falhas de execução, além do uso inadequado e da falta de manutenção. Devido a esses fatores que a sociedade deve se preocupar em reforçar e/ou recuperar essas construções, evitando assim, demolições das mesmas e até mesmo evitar acidentes fatais. Este trabalho apresenta um estudo de caso, que visa a recuperação de um edifício, que se encontra abandonado há cerca de duas décadas na cidade de Rio Branco, Estado do Acre. Atualmente, existem várias técnicas de reforço de estrutura de concreto armado. Tais como: reforço por meio de encamisamento de concreto armado, complementação ou reforço com adição de armadura, reforço com aplicação de chapas e perfis metálicos, reforço de pilares com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC), dentre outras. Neste trabalho, o método adotado para a recuperação foi o reforço por meio de encamisamento de concreto armado. E para uma melhor compreensão da metodologia adotada o trabalho apresenta também detalhes da configuração do reforço adotado, detalhe construtivo e procedimentos executivos do método adotado. Além, das envoltórias mostrando os esforços atuantes e resistentes do antes e depois do reforço.

Palavras-chave: recuperação, reforço, encamisamento, concreto armado e pilar.

ABSTRACT

SANTOS, Mateus S. **Structural adequacy of the pillars of a reinforced concrete residential building in the city of Rio Branco**. Belém, 2013. Abstract (Master) – Post Graduated program in Civil Engineering, Federal University of Pará.

The recovery and strengthening of reinforced concrete structures are increasingly common in Brazil, mainly due to the aging of structures built in the 60s and 70s of the twentieth century, which are close to reaching their lifetime. Added to this, factors such as the use of concrete with low strength, execution failures, improper use and lack of maintenance. Due to these factors that society should endeavor to enhance and / or restore these buildings, thus avoiding demolition of the same and even avoid fatal accidents. This paper presents a case study that aims to recover a building that is abandoned for nearly two decades in the city of Rio Branco, Acre State. Currently, there are various techniques for strengthening reinforced concrete structure. Such as reinforcement through reinforced concrete jacketing, supplemented or enhanced with added armor, enhanced with application of metal sheets and profiles, reinforcing pillars reinforced with carbon fiber (PRCF), among other. In this work, the method adopted for recovery was enhanced by reinforced concrete jacketing. And for a better understanding of the methodology adopted work also presents details of the enhanced configuration adopted, constructive detail and executive procedures of the method adopted. In addition, the wrappers showing the active and resistant efforts before and after the booster.

Key words: restoration, strengthening, wrapping, reinforced concrete and column.

SUMÁRIO

RESUMO	VI
ABSTRACT	VII
SUMÁRIO	VIII
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABELAS	XII
LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS	XIII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	3
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	4
CAPÍTULO 2	5
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 LEGISLAÇÃO ESPECÍFICA APLICADA À CONSTRUÇÃO CIVIL	5
2.1.1 <i>Responsabilidade Civil</i>	6
2.1.1.1 Responsabilidade pela perfeição da obra.....	6
2.1.1.2 Responsabilidade pela solidez e segurança da obra.....	7
2.1.1.3 Responsabilidade pelos materiais	7
2.1.1.4 Responsabilidade por projetos.....	8
2.1.1.5 Responsabilidade por danos a vizinhos e a terceiros	8
2.1.1.6 Fatores excludentes da responsabilidade	9
2.1.2 <i>Normas técnicas</i>	10
2.1.2.1 Obrigatoriedade das normas técnicas	11
2.1.3 <i>Garantias</i>	12
2.1.4 <i>Decadência e Prescrição</i>	13
2.2 QUALIDADE NAS EDIFICAÇÕES	13
2.3 PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS EDIFICAÇÕES	15
2.3.1 <i>Patologias nas Fundações</i>	16
2.3.1.1 Eventos Pós-Conclusão das Obras	21
2.3.2 <i>Patologias nas Estruturas De Concreto Armado</i>	22
2.3.2.1 Fissuras	23
2.3.2.2 Deformação estrutural	28
2.3.2.3 Corrosão das Armaduras	29
2.3.2.4 Lixiviação de compostos hidratados.....	31
2.3.2.5 Falta de qualidade e espessura do cobrimento	32
2.3.2.6 Irregularidade geométrica dos elementos de concreto armado	33
2.3.2.7 Segregação do concreto.....	34
2.3.2.8 Reação Álcali Agregado.....	35
2.4 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	37
2.4.1 <i>Intervenções Nas Superfícies De Concreto</i>	37
2.4.1.1 Polimento.....	38
2.4.1.2 Técnicas de lavagem e limpeza da superfície do concreto	38
2.4.1.3 Saturação	42
2.4.1.4 Corte	43
2.4.1.5 Resumo das etapas de preparação do substrato.	45
2.4.2 <i>Técnicas de recuperação</i>	46

2.4.2.1	Reparo com argamassa	46
2.4.2.2	Reparo com "Grout"	49
2.4.2.3	Reparos com concreto convencional	49
2.4.2.4	Reparo com concreto projetado	50
2.4.3	<i>Tratamento de fissuras</i>	53
2.4.3.1	Técnica de injeção de fissuras	55
2.4.3.2	Técnica de selagem de fissuras	57
2.4.3.3	Costura de fissuras (método do grampeamento)	59
2.4.4	<i>Reforço de estruturas de concreto armado</i>	60
2.4.4.1	Complementação ou reforço com adição de armaduras	60
2.4.4.2	Reforço com aplicação de chapas e perfis metálicos	62
2.4.4.3	Reforço de pilares por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho (CAD)	65
2.4.4.4	Reforço de pilares com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)	65
CAPÍTULO 3		70
ESTUDO DE CASO - REFORÇO ESTRUTURAL DE PILAR		70
(RESIDENCIAL DALLAS).....		70
3.1	DADOS DA OBRA	70
3.2	DESCRIÇÃO DA OBRA	70
3.3	METODOLOGIA	71
3.3.1	<i>A constatação do problema</i>	71
3.3.2	<i>O reforço</i>	74
3.3.2.1	Projeto do Reforço.....	75
3.3.2.2	Procedimentos executivos	76
CAPÍTULO 4		77
RESULTADOS		77
CAPÍTULO 5		88
CONCLUSÕES.....		88
5.1	RESPONSABILIDADE JURÍDICA PELOS DEFEITOS, SOLIDEZ E SEGURANÇA	89
5.2	SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS	89
6. REFERÊNCIAS.....		90
APÊNDICE A - RESUMO DOS PROGRAMAS HABITACIONAIS NO ESTADO DO ACRE		94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1– Prédio comercial que passou, aproximadamente, oito anos abandonado na área central de Rio Branco.	1
Figura 1.2 – Prédio comercial após reparos.	2
Figura 1.3 – Prédio do Tribunal de Justiça do Estado do Acre que apresentou patologias estruturais - no Município de Feijó.	2
Figura 1.4 – Localização do Residencial Dallas – Sem Escala.....	3
Figura 2.1 - Ilustração do modelo simplificado de um sistema de gestão da qualidade (NBR ISO 9001:2000).	14
Figura 2.2 - Fluxograma das etapas de projeto e possíveis causas de patologias (Milititsky, 2008).	18
Figura 2.3 – Recalque de fundação proveniente da deformação do solo devido à escavação (DAL MOLIN, 1988).	19
Figura 2.4 – Intersecção dos bulbos de tensões de duas edificações vizinhas (CSTC, 1983 apud SILVA, 1993).	19
Figura 2.5 – Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas inclinadas na direção de maior recalque.	20
Figura 2.6 – Trincas provocadas por falta de homogeneidade do solo devido ao recalque diferencial (THOMAZ, 1989).	21
Figura 2.7 – Incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto executadas em Goiânia (NINCE, 1996).	23
Figura 2.8 – Tipos e incidência de fissuras em concreto armado (DAL MOLIN, 1988).	24
Figura 2.9 – Ábaco da taxa de evaporação (MENZEL, 1954 apud CEMENT.CA, 2006).	25
Figura 2.10 – Fissurações típicas em vigas solicitadas à flexão.	27
Figura 2.11 – Fissurações típicas em vigas solicitadas ao esforço cortante.	27
Figura 2.12 – Representação esquemática da fissuração devido ao esforço de torção diagonal.	27
Figura 2.13 – Representação esquemática da fissuração devido ao esforço de tração e compressão (CÁNOVAS, 1988).	28
Figura 2.14 – Corrosão da armadura em laje.	29
Figura 2.15 – Célula de corrosão no meio do concreto armado (SOUZA; RIPPER, 1998).	29
Figura 2.16 – Representação esquemática das patologias tipicamente observadas em vigas de concreto afetadas por corrosão (HELENE, 2003).	30
Figura 2.17 - Vista de uma laje térrea com eflorescência devido ao processo de lixiviação, devido à falha na impermeabilização. (Neville, 1997)	31
Figura 2.18 - Vigas em concreto armado sem qualidade no concreto de cobertura.	33
Figura 2.19 – Viga e Pilar em concreto armado com imperfeição geométrica.	33
Figura 2.20 - Vigas em concreto armado com irregularidades geométricas.	34
Figura 2.21 - Elementos em concreto armado com segregação.	35
Figura 2.22 – Aplicação de jatos de água para lavagem de superfície de concreto (Souza e Ripper, 1998)	40
Figura 2.23 – Escovas de aço acopladas em lixadeira para limpeza do concreto.	41
Figura 2.24 – Marteleto pneumático	42
Figura 2.25 – Apicoamento manual da superfície de concreto (Souza e Ripper, 1998)	42
Figura 2.26 – Remoção de concreto por corte (Souza e Ripper, 1998)	43
Figura 2.27 – Corte de concreto mostrando a profundidade de remoção (Souza e Ripper, 1998).....	43
Figura 2.28 – Aspecto final da cavidade na intervenção de corte de concreto (Souza e Ripper, 1998)	44
Figura 2.29 – Escoramento de estrutura para suportar a remoção total do concreto do pilar a ser recuperado (Cánovas, 1988).....	45
Figura 2.30 – Etapas de preparo de base (Quartzolit, 2006)	46
Figura 2.31 – Detalhe da profundidade mínima e das camadas de reparo	47

Figura 2.32 – Execução de reparo com argamassa farofa.....	47
Figura 2.33 – Detalhe da fôrma e concretagem	50
Figura 2.34 – Equipamento de mistura dos materiais	51
Figura 2.35 – Projecção do concreto.....	51
Figura 2.36 – Bomba de injeção (Rogertec, 2006)	55
Figura 2.37 – Preparação da fenda para procedimento de injeção (fonte: Souza e Ripper, 1998).....	56
Figura 2.38 – Processo de furação para colocação dos tubos de injeção (Zapla, 2006)	57
Figura 2.39 – Processo de injeção em fissuras (Zapla, 2006)	57
Figura 2.40 – Selagem de fendas com abertura entre 10 mm e 30 mm. (Souza e Ripper, 1998)	58
Figura 2.41 – Selagem de fissura (Vedacit, 2006)	58
Figura 2.42 – Detalhe do posicionamento dos grampos (Souza e Ripper, 1998)	59
Figura 2.43 – Configurações de reforço com adição de armadura e concreto em pilares (Takeuti, 1999). 60	
Figura 2.44 – Detalhe da adição de novas barras para complementação da seção de armadura perdida em uma viga. (Souza e Ripper, 1998).....	61
Figura 2.45 - Viga preparada para receber reforço com concreto projetado e pilar já executado o reforço.	62
Figura 2.46 – Exemplos de reforço com chapa somente colada (esquerda) e também com buchas expansivas. (Souza e Ripper, 1998).	63
Figura 2.47 – Reforço utilizando cantoneiras metálicas (Rigazzo, 2003).....	64
Figura 2.48 – Pilar com as dimensões anterior (esquerda) e posterior (direita) ao reforço (Takeuti, 1999)	65
Figura 2.49 – Pilares reforçados com o sistema PCRF. (Rogertec, 2006).	66
Figura 2.50 – Sistema PRFC (Rogertec, 2006).	67
Figura 2.51 – Sistema PRFC (Rogertec, 2006).	68
Figura 2.52 – Remoção de sujeira por lixamento (esquerda) e posterior limpeza com jato de ar comprimido (direita) – (Rigazzo, 2003).	68
Figura 2.53 – Limpeza com estopa umedecida (esquerda) e aplicação da resina primária (direita) – (Rigazzo, 2003).	69
Figura 2.54 – Aplicação da manta e da resina de colagem (esquerda) e por final aplicação de resina saturante (direita) – (Rigazzo, 2003).	69
Figura 3.1 – Vista frontal do prédio	70
Figura 3.2 – Modelagem computacional da estrutura do prédio.....	72
Figura 3.3 – Planta de fôrmas do pavimento Fundações do prédio.	72
Figura 3.4 – Configuração de reforço adotado.....	74
Figura 3.5 – Detalhe da configuração do reforço adotado.	75
Figura 3.6 – Detalhe construtivo do reforço.	76
Figura 4.1 – Envoltória do Pilar P18.....	80
Figura 4.2 – Envoltória do Pilar P19.....	81
Figura 4.3 – Envoltória do Pilar P20.....	81
Figura 4.4 – Envoltória do Pilar P23.....	82
Figura 4.5 – Envoltória do Pilar P24.....	82
Figura 4.6 – Envoltória do Pilar P25.....	83
Figura 4.7 – Envoltória do Pilar P28.....	83
Figura 4.8 – Envoltória do Pilar P29.....	84
Figura 4.9 – Envoltória do Pilar P30.....	84
Figura 4.10 – Envoltória do Pilar P33.....	85
Figura 4.11 – Envoltória do Pilar P34.....	85
Figura 4.12 – Envoltória do Pilar P35.....	86
Figura 4.13 – Planta de forma do pavimento tipo localizando os pilares analisados.	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (NBR 6118, 2003).	32
Tabela 2- Tolerâncias dimensionais para seções transversais de elementos estruturais (NBR 14931, 2004).	34
Tabela 3 – Perdas típicas de material em superfícies de concreto projetado	53
Tabela 4 – Abertura máxima de fissuras de acordo com o ambiente.....	53
Tabela 5 – Características dos PRFC	66
Tabela 6 – Análise da situação atual	73
Tabela 7 – Situação de projeto	73
Tabela 8 – Deslocamentos Horizontais quanto às verificações	77
Tabela 9 – Deslocamentos Horizontais quanto aos pavimentos	77
Tabela 10 – Imperfeições Geométricas Globais quanto aos parâmetros.....	77
Tabela 11 – Imperfeições Geométricas Globais quanto aos pavimentos.....	78
Tabela 12 – Relatório dos resultados do redimensionamento dos Pilares.	79
Tabela 13 – Determinação do quantitativo de concreto.....	87
Tabela 14 – Determinação do quantitativo de aço.....	87

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AC	Acre
ART	Anotação de Responsabilidade Técnica
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CDC	Código de Defesa do Consumidor
CEF	Caixa Econômica Federal
CEMENT.CA	Cement Association of Canadá
CODIC	Coordenação de Apoio ao Direito do Consumidor
CONFEA	Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
CREA	Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
CSTC	Center Scientific et Technical de la Construction
E_{ci}	Módulo de Deformação Inicial
EPI	Equipamento de Proteção Individual
EPU	Expansão por Umidade
f_{ck}	Resistência Característica à Compressão do Concreto
HTML	HyperText Markup Language
IBAPE	Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia
IPT	Instituto de Pesquisa Tecnológicas
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira Registrada
PBQP-H	Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade do Habitat
Ph	Potencial Hidrogeniônico
PRFC	Polímeros Reforçado com Fibra de Carbono
SEHAB	Secretaria de Estado de Habitação de Interesse Social do Estado do Acre
SPT	Standard Penetration Test
SQL	Structured Query Language
UTRE	Unidade de Tratamento e Disposição Final de Resíduos Sólidos
L	Largura
C	Comprimento

Desde o início do século XXI, pode-se observar um notável crescimento na área de recuperação e reforço das estruturas. Esse crescimento tem sido motivado pela necessidade de prolongar a vida útil das construções que foram construídas nas décadas de 60 e 70 do século XX. Pois, muitas destas construções já apresentam patologias estruturais.

Existem várias técnicas de reparo ou reforço em elementos estruturais de concreto armado. Dentre essas técnicas destacam-se a utilização de argamassa, concreto ou “grout” para a recomposição ou aumento da peça estrutural, encamisamento da estrutura comprometida, a utilização de armaduras de complementação ou reforço, adição de chapas e perfis metálicos ao elemento estrutural e com a utilização de fibra de carbono à estrutura comprometida.

Com a exploração e uso de técnicas de reparo e reforço de estruturas pode-se minimizar o número de prédios comerciais e residenciais condenados e sim recupera-los. As figuras 1.1 e 1.2 mostram um prédio comercial localizado numa parte central de Rio Branco que passou, aproximadamente, oito anos abandonado e sofreu reparos ressesentes. A figura 1.3 mostra o prédio do Tribunal de Justiça, recém-construído no município de Feijó-AC. O mesmo sequer chegou a ser ocupado, já apresentou patologias estruturais.



Figura 1.1– Prédio comercial que passou, aproximadamente, oito anos abandonado na área central de Rio Branco.



Figura 1.2 – Prédio comercial após reparos.



Figura 1.3 – Prédio do Tribunal de Justiça do Estado do Acre que apresentou patologias estruturais - no Município de Feijó.

Este trabalho apresenta um estudo de caso em um prédio denominado Residencial Dallas - construído em Rio Branco, situado na estrada do Porto Acre, S/N, no Bairro Alto Alegre - que está nas coordenadas geográficas aproximadas, lat. $9^{\circ}56'02,92''S$ e long. $67^{\circ}49'36,46''O$. (Figura 1.4). Atualmente, o mesmo ainda encontra-se desocupado, por ter sido interditado, após passar por avaliação da Caixa Econômica Federal – CEF, por apresentar riscos estruturais.



Figura 1.4 – Localização do Residencial Dallas – Sem Escala
Fonte: Google Maps/2012

1.1 JUSTIFICATIVA

O uso do concreto armado, no Brasil, iniciou-se no começo do século XX e foi intensificado a partir da década de 50, fruto do crescente êxodo rural de pessoas migrando para as capitais em busca de melhores oportunidades. O aumento desta densidade populacional obrigou as cidades a crescerem em sentido horizontal, formando as chamadas regiões metropolitanas, incorporando municípios próximos, e em sentido vertical, cuja maior expressão são os edifícios de múltiplos pavimentos. Este crescimento demandou um número cada vez maior de obras de infra-estrutura urbana, tais como: pontes, viadutos etc. O comércio começou a crescer vertiginosamente, necessitando de mais rodovias, ferrovias, portos e aeroportos. O desenvolvimento tecnológico acerca do comportamento do concreto armado, em longo prazo, ainda era incipiente, assim como as ferramentas eletrônicas existentes para a elaboração de projetos estruturais. Com isto, a avaliação das características do concreto baseava-se essencialmente no atendimento às exigências mecânicas. A partir do envelhecimento das estruturas e consequente surgimento de problemas estruturais, passou-se então a estudar as causas para a ocorrência destes problemas, as respectivas ações preventivas (tanto na etapa de projeto quanto após a execução) e também terapêuticas. A depender do tipo de problema encontrado, pode-se determinar a alternativa mais indicada para a intervenção, de acordo com as opções disponíveis de materiais, mão de obra, prazo e custos envolvidos. E como essas construções, na sua maioria, já estão ultrapassando sua vida útil, faz-se necessário uma atenção especial para as patologias apresentadas.

E como, os pilares têm uma importância fundamental para a estrutura. Servindo de apoio para as vigas, transmitindo as cargas para as fundações e também participando do sistema estrutural de contraventamento, é preciso dar uma atenção especial a estes elementos estruturais, pois os mesmos podem romper por esmagamento do concreto de forma brusca e sem aviso prévio. Por

isso, este trabalho avalia uma metodologia de reforço este elemento onde sua aplicabilidade pode ser em construções antigas que sua vida útil já esta se exaurindo.

Segundo Yazigi (2003) coloca que prevenir e antecipar erros tem um custo menor do que o de corrigi-los. Milititsky (2005) ressalta que o conhecimento de todas as possibilidades de problemas permite uma ação mais qualificada dos diferentes atores intervenientes na vida das fundações, desde as etapas anteriores ao projeto até a pós-construção.

1.2 OBJETIVOS

Esta dissertação tem por objetivo avaliar uma metodologia para reforço de pilares de concreto armado de uma edificação em Rio Branco, estado do Acre, a fim de propor alternativas para os gestores públicos e privados, bem como técnicos da área da construção civil, nas tomada de decisão relacionada a reforçar, recuperar ou demolir determinada construção. Também, objetiva este trabalho uma publicação em uma revista indexada com *Qualis CAPES*.

Identificar as características patológicas da edificação, avaliar as características estruturais do prédio e definir qual o tipo e a forma de execução do reforço a ser executado.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 são apresentadas as principais legislações relacionadas construção civil e também são abordadas as principais manifestações patológicas nas edificações e, por fim, apresentam-se algumas técnicas de recuperação e reforço de estrutura de concreto. O capítulo 3 apresenta um estudo de caso de um edifício residencial denominado “Residencial Dallas” localizado em Rio Branco, tal que o mesmo atualmente se encontra desocupado por apresentar patologias de ordem estrutural, onde se utilizou metodologia de reforço estrutural por meio de encamisamento de concreto armado. No capítulo 4 é apresentado os resultados do estudo de caso. O capítulo 5 apresenta as conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2.1 LEGISLAÇÃO ESPECÍFICA APLICADA À CONSTRUÇÃO CIVIL

Grandes debates sobre responsabilidade por vícios, defeitos, solidez e segurança da obra ocorrem por todo o Brasil desde o antigo Código Civil de 1916. Com o novo Código Civil e o Código de Defesa do Consumidor ampliaram-se as responsabilidades dos construtores e fornecedores de um modo geral, bem como os direitos dos compradores nas relações de consumo entendidos pelos Códigos como hipossuficiente, ou seja, devem ser protegidos pelo Poder Público em geral. O novo Código Civil, de 2002, manteve o princípio de responsabilidade do construtor por falhas, vícios e defeitos, referentes à solidez e segurança, mas inovou ao estabelecer prazo para prescrever o direito para reclamar a garantia. Por tal inovação é necessário aclarar alguns conceitos entre o Direito e a Engenharia, sobretudo por causa dos prazos de garantia, responsabilidades e para reclamações, que ficaram emaranhados entre o Código Civil e o Código de Defesa do Consumidor. Para se entenderem de forma inequívoca os conceitos explicitados na legislação é imprescindível ter claros os conceitos de falhas, vícios, defeitos, solidez, segurança, garantia, caducar e prescrever.

Os conceitos de solidez e segurança restringem-se às falhas estruturais, ou risco de acidentes localizados, ou ao risco da ruína da obra. O legislador brasileiro com a preocupação de defesa da sociedade e fiscalização do exercício das profissões técnicas criou a Lei nº 5.194, de 24 dezembro de 1966, que “regula o exercício das profissões de Engenheiro, Arquiteto e Engenheiro-Agrônomo, e dá outras providências.”, que criou o chamado Sistema CONFEA/CREA. Neste mesmo espírito o CONFEA, instância máxima da fiscalização das profissões técnicas, criou a Resolução nº 1002, de 26 de Novembro de 2002, que “Adota o Código de Ética Profissional da Engenharia, da Arquitetura, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia e performa outras providências”.

Detectado o erro técnico, nos termos da Normativa nº 069, que dispõe sobre aplicação de penalidades aos profissionais no caso de comprovação da existência de erro técnico por imperícia, imprudência e negligência, por meio de realização de perícia feita por pessoa física habilitada e devidamente registrada no CREA, será caracterizada como imperícia a atuação do profissional que se incumbe de atividades para as quais não possua conhecimento técnico suficiente, mesmo tendo legalmente tais atribuições.

A imprudência caracteriza-se quando o profissional, mesmo prevendo a possibilidade de consequências negativas, não leva em consideração o que acredita ser fonte de erro, devendo neste caso ser também realizada perícia para constatação do fato. Os atos e atitudes de descuido ou desleixo do profissional perante o contratante ou terceiros, ou seja, principalmente aqueles relativos à não participação efetiva na autoria do projeto e/ou na execução do empreendimento, caracteriza-se como negligência ou acobertamento, devendo o profissional ser objeto de autuação pelos CREAs, com base no disposto na Lei nº 5.194, de 24 de dezembro de 1966.

Quando um profissional incorre nesta infração de “Acobertamento” é comum responder por erros técnicos, pois nestes casos o proprietário preocupa-se apenas em reduzir custos sem qualquer preocupação técnica. Inconteste é a jurisprudência que condena estes profissionais a reparar as obras que acobertaram, quando estas causam danos ou apresentam vícios construtivos.

Outro ponto de muita relevância, que deve ser abordado, refere-se a colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes tal como Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial, o que é considerado como prática abusiva pelo Código de Defesa do Consumidor em seu artigo 39, inciso VIII. A construtora ou profissional, independentemente do regime sob o qual desempenhe a sua atividade, deve performar a obra como encomendara o contratante.

2.1.1 Responsabilidade Civil

O descumprimento de obrigações contratuais ou legais são as principais origens da responsabilidade civil e compreendem as medidas que obrigam o agente causador a reparar o dano moral e material causado a terceiros em razão de ato próprio, por pessoas por quem ele responde ou de fato ou coisa sob a sua guarda que é a chamada responsabilidade subjetiva, ou ainda, em razão de simples imposição legal que é a chamada responsabilidade objetiva.

2.1.1.1 Responsabilidade pela perfeição da obra

Del mar (2008) enfatiza que a principal obrigação do profissional é executar a obra tal como lhe foi encomendada, respondendo inclusive por seus prepostos. Este resultado compreende a obrigação de realizar uma obra, de modo a garantir a sua solidez e a capacidade para atender ao objetivo para o qual foi encomendada, e conseqüentemente, é responsável pelos vícios e defeitos que possa causar. Fundamentado no dever de perfeição, que Meirelles (2005) observa

que o Código Civil autoriza quem encomendou a obra a rejeitá-la, quando defeituosa, ou a recebê-la com abatimento de preço, se assim lhe convier. Tanto o autor do projeto quanto o executor respondem pela imperfeição da obra, até que se apure a quem cabe a incorreção profissional, equiparável à culpa comum. Essa culpa surge com a inobservância de norma técnica, de método recomendável, ou, simplesmente, da falta de cuidados usuais na elaboração do projeto ou na sua execução.

Segundo Meirelles (2005), presume-se existir esse tipo de responsabilidade, uma vez que a construção civil é, modernamente, mais do que mero empreendimento leigo, tratando-se de um processo técnico de alta especialização, demandando do profissional, além de conhecimentos técnicos, as noções de estética e arte. Não se exime o profissional desta responsabilidade ainda que tenha seguido orientações do proprietário, pois, sendo ele detentor de conhecimentos técnicos, não deve seguir recomendações de pessoa leiga, em especial quando disso possa advir defeitos na edificação ou comprometimento à sua segurança. O Código do Consumidor, por sua vez, regula a responsabilidade pelas falhas construtivas.

2.1.1.2 Responsabilidade pela solidez e segurança da obra

Del Mar (2008) e Meirelles (2005) ressaltam que a responsabilidade pela solidez e pela segurança da obra estão previstas no artigo 618 do Código Civil Brasileiro, entendendo neste caso como empreiteiro toda empresa ou profissional legalmente habilitado, contratado para executar uma construção. São requisitos para que haja a responsabilidade pela segurança e solidez da obra: (a) o vício de solidez e segurança da obra deve ser oculto, já que o Código Civil não tutela o vício aparente pois considera este conhecido e aceito no seu recebimento; (b) a obra deve ser de grande vulto, como uma construção de uma casa ou edifício; e (c) o vício deve comprometer a solidez e a segurança da obra, ao ponto de criar um estado de insegurança quanto à possibilidade de ruína. A responsabilidade pela solidez e segurança da obra deve ser analisada em consonância com a responsabilidade profissional dos engenheiros, arquitetos e construtores. Segundo Meirelles (2005) esta responsabilidade pode ser transferida ao autor do projeto ou partilhada com os seus equiparados (incorporador), ou que nele interfiram, conforme a culpa de cada um.

2.1.1.3 Responsabilidade pelos materiais

Os danos causados pelo consumidor podem decorrer dos serviços técnicos de construção, bem como de defeitos relativos ao material empregado na obra. Neste caso o construtor contratado

pela empreitada responde solidariamente com o fabricante do produto defeituoso (Art. 25 §1º do CDC). O construtor somente será isento desta responsabilidade caso o contratante tenha especificado ou aceito em orçamento material de qualidade inferior para dispendar menos. Mesmo neste caso o profissional deverá observar, por princípios éticos, que a qualidade do material não comprometa o resultado da edificação, devendo se opor à colocação de material que possibilite risco ao usuário.

2.1.1.4 Responsabilidade por projetos

Segundo Melhado (1994), projeto pode ser definido como “o conjunto de atividades e serviços, integrante do processo de produção, responsável pelo desenvolvimento, organização, registro e transmissão das características físicas e tecnológicas especificadas para uma obra, a serem consideradas na fase de execução”. Os fatores de degradação estão diretamente relacionados com a concepção do edifício, já que é nesta fase em que são definidas as características esperadas dos produtos empregados na construção, as condições de exposição previstas para o ambiente exterior e, principalmente, o comportamento em uso projetado do edifício construído.

Um projeto construtivo pode apresentar falhas de diversas naturezas, tais como inobservância a normas técnicas e à legislação, falhas intrínsecas de qualidade de trabalho decorrentes de dimensionamento ou especificações inadequadas ou equivocadas, incompatibilidade de materiais etc. Segundo Del Mar (2008) o construtor deve ter conhecimento técnico suficiente para não executar um projeto que venha a comprometer a solidez e a segurança da edificação e, neste caso, o construtor é responsável pelos requisitos, mesmo ora derivados de falhas de projeto; quer pelo mesmo contratados, quer pelo dono da obra, restando-lhe chamar o projetista à lide – se cabível – ou exercer o direito de regresso. Assim, desde que sejam verificados e atendidos os requisitos técnicos minimamente aceitos, o construtor não será responsável pelo melhor ou pior desempenho da edificação.

2.1.1.5 Responsabilidade por danos a vizinhos e a terceiros

Por sua própria natureza, a construção comumente causa danos à vizinhança, sejam por recalques no terreno, vibrações, queda de materiais, sejam pelas interferências que a execução da construção propriamente dita. Com relação a estes danos provocados a vizinhos, conforme dita a questão da responsabilidade civil, deverão ser reparados por quem os causa e por quem auferem os proveitos e benefícios da obra, conforme entendimento de Meirelles (2005). Segundo Meirelles (2005), essa responsabilidade é independente de culpa do proprietário ou do construtor, já que não se origina da ilicitude do ato de construir, mas sim da lesividade do fato

da construção. Trata-se, portanto, de responsabilidade sem culpa (Art. 1277 do Código Civil Brasileiro). A responsabilidade do construtor é objetiva, independentemente de apuração de sua culpa.

O construtor só não será responsável quando provar culpa exclusiva do terceiro ou a inexistência de qualquer falha da obra ou do serviço (art. 12 §3º). Logo há uma inversão do ônus probatório, visto que ao prejudicado cumprirá apenas demonstrar que o dano foi decorrente da construção. Provada a lesão, e desde que decorrente da construção vizinha, configura-se a responsabilidade, que no caso é solidária entre o construtor e o beneficiário da obra, impondo-lhe, portanto, o dever de reparação. O proprietário, porém, tem ação regressiva contra o construtor, se os danos decorreram de culpa de sua parte, o que caracteriza erro de imprudência, negligência e imperícia (Del Mar, 2008).

2.1.1.6 Fatores excludentes da responsabilidade

Certos fatos interferem nos acontecimentos ilícitos e rompem o nexo causal, excluindo a responsabilidade do agente. As principais são:

- Estado de necessidade;
- Legítima defesa;
- Culpa exclusiva da vítima;
- Fato de terceiro;
- Cláusula de não indenizar;
- Caso fortuito ou força maior.

Como Estado de Necessidade e Legítima Defesa dificilmente se aplicam a casos que ocorrem na construção civil não serão apresentados aqui. Um exemplo de “Culpa exclusiva da vítima” são as modificações feitas nas edificações realizadas pelos usuários ou proprietários. Estas modificações podem interferir na estrutura causando danos não previstos e que são de responsabilidade do proprietário.

Caso este tenha contratado alguém para realizá-los, poderá ser alvo de uma ação regressiva, porém o construtor estará isento da responsabilidade, a menos que tenha sido responsável pelas alterações. A culpa de terceiro é quando alguém sem ligação com o empreendimento o danifica, como por exemplo, um caminhão desgovernado bate nos pilares da garagem de um edifício e destrói estes pilares danificando a estrutura dos andares superiores.

Já a cláusula de não indenizar é aquela por meio da qual uma das partes contratantes declara, com a concordância da outra, que não será responsável pelo dano por esse experimentado,

resultante da inexecução ou da execução inadequada de um contrato, dano esse que sem esta cláusula deveria ser ressarcido. A sua validade depende da observância de alguns requisitos, quais sejam: (a) bilateralidade de consentimento; (b) não colisão com preceito de ordem pública; (c) igualdade de posição das partes; (d) inexistência do escopo de eximir o dolo ou a culpa grave do estipulante; (e) ausência da intenção de afastar obrigação inerente à função. O Código de Defesa do Consumidor considera abusiva esta cláusula, mas nada impede que seja estabelecida entre o incorporador e o construtor, na esfera dos contratos apenas civis, isto é, aqueles não regidos pela legislação consumerista. Caso fortuito é o acontecimento natural, derivado da força da natureza, ou o fato das coisas, como o raio, a inundação etc., enquanto na força maior há o elemento humano, a ação das autoridades (*factum principis*), como no caso de revolução ou desapropriação.

2.1.2 Normas técnicas

Segundo Del Mar (2008), as normas técnicas são prescrições científicas que ajudam no aperfeiçoamento estrutural, funcional e estético da construção, e sua econômica execução e servem para impor regras no processo de produção industrial visando a garantir um padrão mínimo de segurança e de qualidade na medida em que estabelecem, entre outros, a adequação de materiais e componentes utilizados, medidas e padrões corretos, bem como devem ser as informações ao consumidor do produto. De maneira geral estas regras partem do geral e abstrato e incorporam o mais específico.

As normas técnicas têm uma função orientadora e purificadora do mercado e originam-se da necessidade do homem registrar seu conhecimento e aprendizado de modo a repetir e reproduzir as suas ações, conseguindo os mesmos resultados. As normas técnicas são de propriedade comum. São regras criadas pela sociedade técnica, chanceladas por órgão vinculado ou autorizado pelo governo, que expressam um fator de conhecimento em benefício de toda a sociedade. São instrumentos de desenvolvimento, da qualidade e não podem ser privativas.

As normas técnicas não são leis porque não seguiriam o rito do processo legislativo para a aprovação das leis nem emanam de órgãos competentes para a edição de leis ou seguem os preceitos da Lei Complementar nº 95, de 26 de fevereiro de 1998 que dispõe sobre a elaboração, a redação, a alteração e a consolidação das leis. Porém, embora não sejam leis, as normas técnicas têm força obrigatória.

2.1.2.1 Obrigatoriedade das normas técnicas

A obrigatoriedade do cumprimento das normas técnicas no Brasil decorre de vários fatores e princípios, previstos implícita ou expressamente em diversos dispositivos legais e aplicáveis às relações de um modo geral, quer se tratem de relação de consumo, quer não. Os fundamentos de natureza jurídica que estabelecem a obrigatoriedade das normas técnicas dependem da situação:

- a) dever ético-profissional;
- b) dever contratual;
- c) dever legal.

O Código de Ética Profissional do Engenheiro, Arquiteto e Agrônomo instituído pela Resolução nº 1002 do CONFEA, de 26 de novembro de 2002, estabelece que a profissão realiza-se pelo cumprimento responsável e competente dos compromissos profissionais, munindo-se de técnicas adequadas, assegurando os resultados propostos e a qualidade satisfatória nos serviços e produtos e observando a segurança nos seus procedimentos. Esta resolução ainda estabelece - a profissão é exercida com base nos preceitos do desenvolvimento sustentável na intervenção sobre o ambiente natural e construído, e da incolumidade das pessoas, de seus bens e de seus valores.

Esta resolução praticamente obriga o cumprimento integral de todas as normas técnicas, pois pune o profissional que agir de forma irresponsável, conforme as sanções previstas no Art. 76 da Lei nº 5194/66 (advertência reservada, censura pública, suspensão ou cassação do título profissional). Porém a regra de obrigatoriedade de atendimento às normas técnicas não pode ser considerada absoluta. Comporta exceções, pois as normas são recomendações com base na melhor técnica possível e certificada num determinado momento, para se atingir um determinado resultado. É um instrumento “de meio e não de fim”.

Em determinado momento as técnicas podem sofrer uma evolução e os resultados esperados podem ser atingidos por outros meios, sem perda de qualidade. É certo que o cumprimento das normas técnicas estabelece uma presunção de conformidade, de qualidade, de atendimento aos requisitos técnicos, e a falta, por outro lado, impõe ao profissional o ônus de provar que o produto ou serviço atende aos requisitos mínimos de segurança e qualidades exigidos pela sociedade técnica e o mercado de consumo, ainda que não sejam normalizados.

2.1.3 Garantias

Em geral na construção civil os vícios são ocultos, pois os aparentes se presumem conhecidos pelo dono da obra quando do seu recebimento e, por isso, a lei estabelece um prazo de 5 (cinco) anos, instituindo em favor do dono da obra; garantia pela qual o empreiteiro responde, por culpa presumida, pelos vícios ocultos que ponham em risco a solidez e segurança da obra. Alguns doutrinadores consideram essa garantia do empreiteiro como uma responsabilidade excepcional que decorre do fato de que, normalmente, quem recebe uma obra encomenda exime a pessoa que a entregou – importando, em princípio, na cessação da responsabilidade – o que não ocorre no caso do art. 618 do Código Civil Brasileiro, que abre exceção à regra.

Del Mar (2008) define a garantia como um instituto que resguarda o contratante ou consumidor contra riscos que se manifestam após a instauração da relação jurídica negocial, e é inerente à compra e venda inspira no princípio da boa-fé, e delimita as responsabilidades do fornecedor e do consumidor. A garantia é obrigação contratual que gera a obrigação de indenizar. Existem dois tipos de garantia: a legal e a contratual.

A garantia legal, de acordo com o Art. 25 do Código de Defesa do Consumidor (CDC), não pode ser suprimida por vontade das partes, ao contrário da garantia contratual que tem livre conteúdo, conforme dita o Art. 50 do CDC. De modo geral a garantia contratual é obrigatória, pois decorre da lei e obriga o fornecedor a sanar os vícios ocultos e aparentes, de qualidade e quantidade, assim como indenizar o consumidor pelas perdas e danos. A garantia legal independe de termo expresso, existe naturalmente, é implícita e obrigação dos fornecedores, pois se refere à adequação do produto ou serviço, ou seja, é plena e não pode ser condicionada ou restringida.

A garantia contratual é facultativa, eventual, complementar à garantia legal, concedida em favor do consumidor e por decorrer da liberalidade do fornecedor deve ser disposta em termo escrito. Ela obriga o fornecedor, no prazo estabelecido no contrato, a manter a coisa em bom estado, não podendo, sob pena de nulidade, limitar ou restringir os direitos e efeitos da garantia legal. Por ser condicionada a determinadas hipóteses, pode ser total ou parcial e pode ampliar condições regulares de adequação e funcionalidade do produto ou serviço.

Ambas as garantias não abrangem os casos de mau uso ou de caso fortuito posterior ao contrato, que tornem o bem inadequado ao uso. A garantia é dada por quem construiu a obra e é quem responde pelas consequências de quaisquer problemas durante o prazo de garantia legal, seja

perante o primeiro adquirente, seja perante os demais que lhe sucederem, dentro do prazo de garantia legal. A garantia contratual por depender da liberalidade das partes pode ser condicionada ao primeiro adquirente.

2.1.4 Decadência e Prescrição

Conceitualmente, segundo Del Mar (2008), decadência é a extinção do direito pela inação de seu titular, que deixa escoar o prazo legal ou voluntariamente fixado para o seu exercício, ou seja, é a causa extintiva do direito, pelo não exercício no prazo. A decadência pode ser legal ou convencional. A decadência legal é fixada em lei e é irrenunciável. A decadência convencional, como o próprio nome diz, é convencionalizada entre as partes por ocasião da celebração de um negócio jurídico e pode ser renunciada.

Prescrição é a perda da ação atribuída a um direito e de toda a sua capacidade defensiva, em consequência do não uso durante um determinado tempo. Deixando de exercer por um longo tempo o recurso judicial conferido para a defesa do direito violado, seu titular se conforma com a situação de fato, e o ordenamento jurídico, para estabelecer condições de segurança e harmonia na vida social, permite que tal situação se consolide. A prescrição constitui uma perda para o negligente que deixa de exercer seu direito de ação no tempo devido.

Os elementos fundamentais para a caracterização da prescrição são - (a) existência ou pretensão de um direito; (b) inércia do titular de direito; (c) decurso do prazo estabelecido em lei; (d) ausência de uma condição suspensiva, impeditiva ou interruptiva do curso prescricional. A prescrição está sujeita à suspensão e a interrupção. Uma das hipóteses de suspensão é em razão de pessoas ligadas entre si por determinado vínculo jurídico, o qual dificultaria ou impediria a uma delas a defesa de seu direito. Outra hipótese é o caso dos incapazes, dos ausentes do país e os que estiverem servindo nas Forças Armadas em tempo de guerra. A interrupção da prescrição ocorre, quando a parte devedora é comunicada nas formas prevista na legislação em vigor.

2.2 QUALIDADE NAS EDIFICAÇÕES

Segundo Thomaz (2001), a produção de obras e serviços sempre visou ao equilíbrio do trinômio - preço, prazo e qualidade. Aspectos dúbios, subentendidos e omissões causam inúmeros prejuízos a consumidores diretos e indiretos e até mesmo a fornecedores. Com o objetivo de fornecer produtos de qualidade, várias organizações vêm implantando o “Sistema de Qualidade”, que nada mais é que uma estrutura organizacional, com definições de

responsabilidades, procedimentos, processo e recurso para implementação da gestão de qualidade. Na Figura 2.1 é demonstrado, de forma simplificada, o modelo de um sistema de gestão de qualidade.

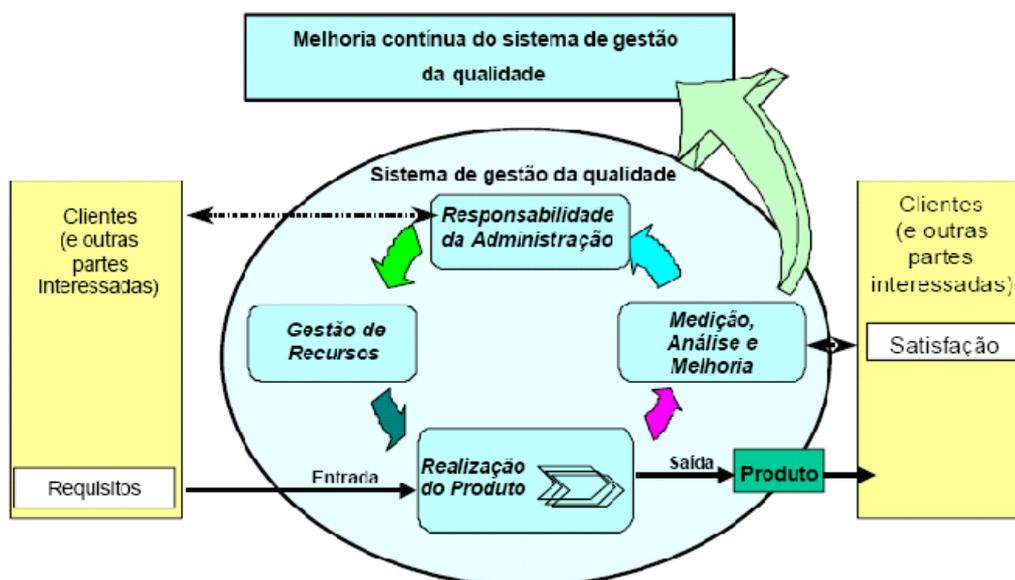


Figura 2.1 - Ilustração do modelo simplificado de um sistema de gestão da qualidade (NBR ISO 9001:2000).

Porém, Yazigi (2003) questiona os grandes esforços para introduzir na construção civil a qualidade total, pois, segundo o autor, os conceitos e metodologias relativas à qualidade se instituíam para indústria da transformação, sendo necessário adaptar as tais teorias para a construção civil, devido à sua complexidade e características; que dentre as mesmas se destacam:

- Reconhecida como indústria nômade;
- Criação de produtos únicos, raramente seriados;
- Impossibilidade de aplicar produção em série (produto passando por operários fixos), mas produção centralizada (operários móveis em torno de um produto fixo);
- Utilização de mão-de-obra intensiva e pouco qualificada, caracterizando-se pela eventualidade, baixa remuneração, alta rotatividade e baixa possibilidade de promoção, gerando baixa motivação;
- Realização de parte de seus trabalhos sob intempéries;
- O produto é geralmente único na vida do usuário;
- Utilização de especificações complexas e, por vezes, conflitantes e confusas;
- As responsabilidades são dispersas e pouco definidas;
- O grau de precisão é menor do que o utilizado em outras indústrias.

Os problemas das construções brasileiras resultam de grande conjugação de fatores, na interpretação de Thomaz (2001), como falta de investimentos, a impunidade devido à morosidade da justiça e a visão distorcida de alguns empresários da construção. Ainda, segundo o autor, outros fatores comprometem a qualidade na construção civil, entre os quais se destacam:

- Péssima remuneração dos profissionais de projeto e de construção;
- Obsolescência nos currículos e o ensino compartimentado nas várias disciplinas dos cursos de arquitetura e engenharia;
- Desconhecimento de estudos sobre as patologias dos edifícios;
- Baixo índice de reciclagem técnica dos profissionais;
- Sobrecarga de funções dos engenheiros de obras, que geralmente também têm de assumir funções burocráticas e administrativas, de forma simultânea.

Apesar das dificuldades citadas, é necessário que as empresas e os profissionais da construção civil consigam entender e implementar sistemas de qualidade nas obras executadas, considerando que atualmente a qualidade virou sinônimo de competitividade. Com o objetivo de estabelecer os primeiros conceitos de qualidade, a entidade internacional de normalização, International Organization for Standardization – ISSO - lançou em 1987 a ISO 9000, que reúne as normas mais completas e atualizadas sobre a uniformização de conceitos, padronização de modelos para garantia da qualidade e, finalmente, fornecimento de diretrizes para implantação de gestão de qualidade nas organizações, em vários países.

Segundo Melhado (1994), as normas ISO motivam as empresas a adotarem normas de garantia da qualidade, com objetivo de demonstrar aos clientes que seu sistema de qualidade está de acordo com padrões internacionais. Em 1998 o Governo instituiu em 1998 o “Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H)”, que tem como objetivo geral elevar os patamares da qualidade e produtividade da construção civil, por meio da criação e implantação de mecanismos de modernização tecnológica e gerencial, contribuindo para ampliar o acesso à moradia para a população de menor renda.

2.3 PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS EDIFICAÇÕES

Degussa (2008) entende patologia como parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis e como terapia a medida corretiva adotada para o tratamento desses problemas patológicos, inclusive aqueles devidos ao envelhecimento natural.

Cánovas (1988) cita que a “American Railway Engineering Association” publicou em 1918 uma recompilação de 25 (vinte e cinco) acidentes ocorridos em construção de concreto, classificando-os segundo sua origem em: erros de materiais, de projetos, de execução, cargas excepcionais e descimbramentos prematuros, alicerces insuficientes e incêndios, conclui essa recompilação insistindo que somente mediante uma cuidadosa inspeção seria possível diminuir o número de acidentes. Ainda, segundo Cánovas (1988), a durabilidade e a resistência de uma estrutura dependem dos cuidados adotados durante todas as fases de uma obra, a saber: projeto, construção e na manutenção.

Segundo Thomaz (2001), muitas patologias podem ser atribuídas à negligência de ações, à desconsideração de agentes agressivos ou mesmo ao pequeno conhecimento de processos degenerativos. Cánovas (1988) aponta como uma das principais causas da patologia no concreto armado a falta de qualidade dos materiais empregados em sua execução e, conclui que a patologia do concreto armado é consequência da falta de qualidade; sendo, a patologia uma consequência do não cumprimento das normas. Nos próximos itens serão tratadas de forma sistêmica as manifestações patológicas devido às fundações e estrutura, principalmente, de concreto armado.

2.3.1 Patologias nas Fundações

Segundo Milititsky (2008) uma fundação é o resultado da necessidade de transmissão de cargas ao solo pela construção de uma estrutura. Seu comportamento é afetado por inúmeros fatores que podem ser anteriores ao projeto, compreendendo a construção e finalizando com os efeitos de acontecimentos pós-implantação, incluindo sua possível degradação. O aparecimento de problemas pode ter origem ou mesmo depender de uma imensa variedade de aspectos, alguns deles considerados como detalhes e menos significativos. Um bom projeto de fundações implica necessariamente por um bom plano de investigações geotécnicas. A NBR 8036 (ABNT, 1983) recomenda que o número de sondagens e a sua localização, em planta, dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo.

A NBR 6484 (ABNT, 2001) prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, cujas finalidades, para aplicações em Engenharia Civil, são: a) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência; b) a posição do nível d'água; e c) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro. A escolha do tipo de fundação. Segundo Thomaz (2001), além das características de resistência e deformabilidade do solo, nas suas diversas camadas, devem ser considerados outros fatores, tais como:

- Características e estado de conservação das obras vizinhas, quando se faz necessário proceder a um levantamento do estado destas obras, antes do início das escavações ou execução das fundações, procurando identificar recalques, fissuras e integridade da rede de esgoto;
- Características das fundações e solos das edificações vizinhas, visando a identificar cota de apoio das fundações, necessidade de reforços nessas fundações, efeitos prováveis em decorrência do desconfinamento do solo e sobreposição de bulbos de pressão;
- Nível do lençol freático, presenças de matacões, material orgânico e aterros;
- Análise do nível de vibrações resultante, em caso de execução de estaca, nas obras vizinhas.

Milititsky (2008) organiza o estudo das patologias da fundação na sequência descrita abaixo:

1. investigação de subsolo e seus impactos na ocorrência de patologia. Ausência, falha e insuficiência na caracterização das condições do subsolo são as causas frequentes na adoção de soluções inadequadas;
2. Análise e projeto de fundações, destacando os mecanismos de interação solo x estrutura;
3. Procedimentos construtivos;
4. Eventos pós-conclusão, como alteração de uso e carregamentos.

De acordo com as etapas descritas acima, o autor apresenta o fluxograma da Figura

2.2.

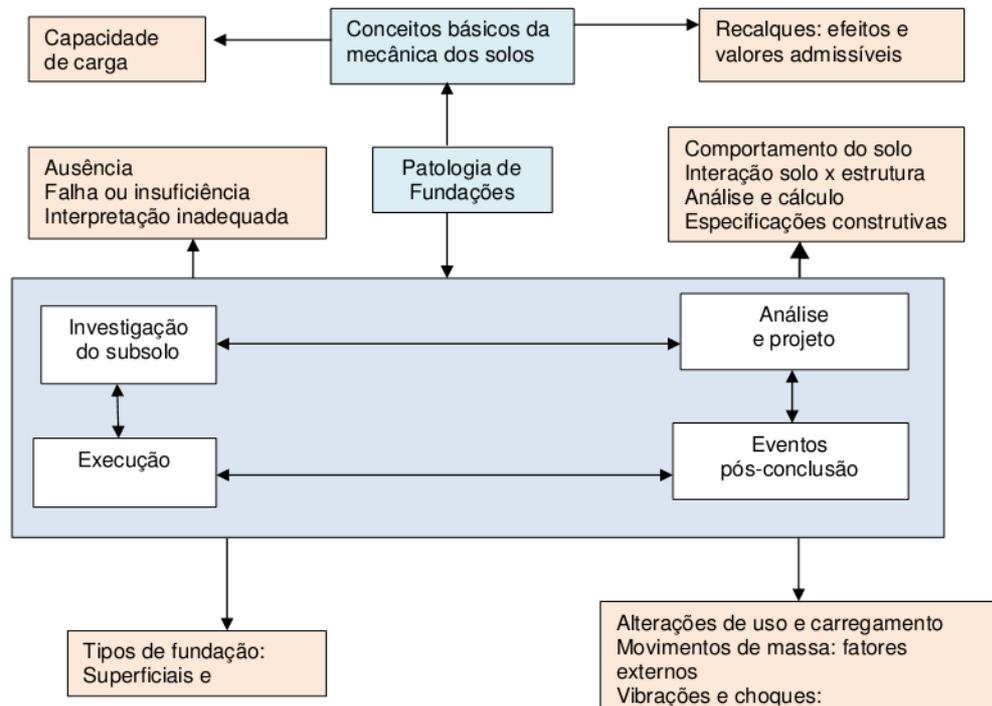


Figura 2.2 - Fluxograma das etapas de projeto e possíveis causas de patologias (Milititsky, 2008).

Segundo Colares (2006), a forma adequada de transmissão dos esforços deve atender aos requisitos básicos - segurança com relação à ruptura e recalques compatíveis com a estrutura. A análise desses recalques em fundações é fundamental para o bom comportamento estrutural das edificações, podendo evitar o aparecimento de patologias. Estes estudos têm sido desconsiderados por grande parte dos profissionais que dimensionam as fundações apenas em relação à ruptura do solo, o que não garante o bom funcionamento estrutural.

Segundo Milititsky (2008) o problema de recalque é bastante complexo, pois não existe um limite reconhecido a partir do qual se considera problemática a segurança ou o desempenho da estrutura. A manifestação reconhecível de ocorrência de movimento nas fundações é o aparecimento de fissuras nos elementos estruturais, sempre que a resistência dos componentes da edificação ou conexão entre os elementos é superada pelas tensões geradas na movimentação. Muitas vezes as movimentações das fundações são ocasionadas por fatores externos, por exemplo a escavação em terreno vizinho, vibrações próximas e carregamento em terreno vizinho independentemente do elemento estar bem dimensionado e sido bem executado.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) orienta que qualquer obra de fundação, escavação ou rebaixamento de lençol d'água feitos próximos a construções existentes devem ser projetados, considerando seus eventuais efeitos sobre estas construções. Recomendação essa também prevista na NBR

9061 (ABNT, 1985), que enfatiza a preocupação quanto ao escoamento ou ruptura de terreno de fundação, quando a escavação atinge nível abaixo da base de fundações num terreno vizinho; este terreno pode deslocar-se para o lado da escavação produzindo recalques ou rupturas.

De acordo com Dal Molin (1988), a alteração no estado de tensões no solo, devido à escavação próxima a edificação, causa deformação no solo. No caso de algum elemento, de fundação ou da edificação, estiver próximo às regiões em que ocorram as deformações, estas sofrerão movimentações e consequentes surgimentos de trincas e fissuras em seus elementos. As edificações executadas com fundações superficiais são as mais afetadas (Figura 2.3).

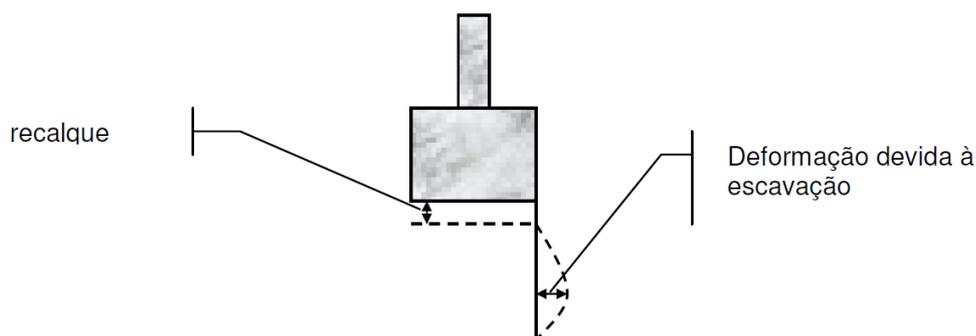


Figura 2.3 – Recalque de fundação proveniente da deformação do solo devido à escavação (DAL MOLIN, 1988).

Caputo (1989) diz que a superposição dos campos ou bulbos de pressão é causa de recalques, bastando haja a intersecção dos bulbos de transmissão de tensões ao solo pelas fundações dos prédios vizinhos (Figura 2.4); ou execução de aterros, alterando os valores das tensões efetivas atuantes na área interceptada e, consequentemente, provocando recalque nesta região, na edificação mais antiga.

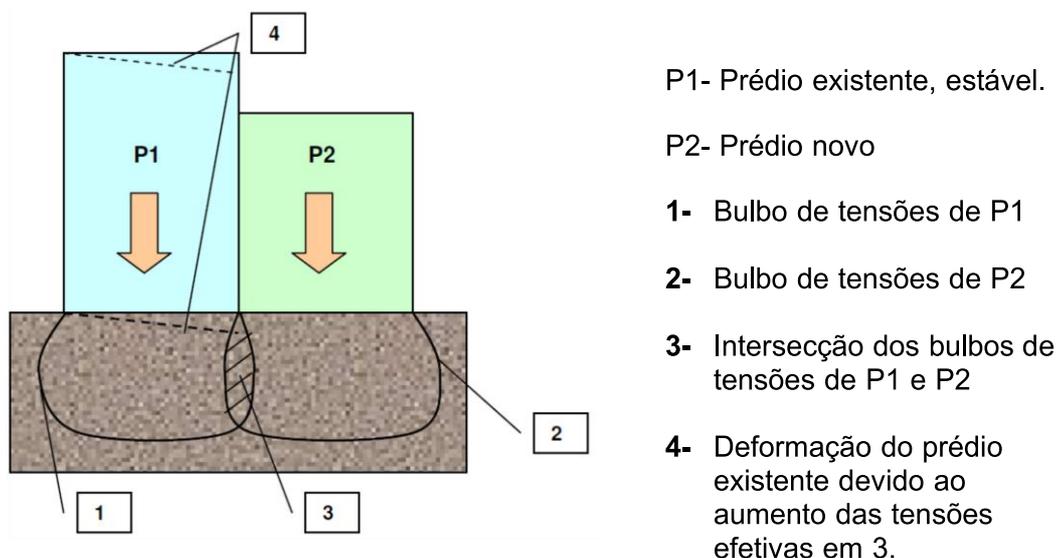


Figura 2.4 – Intersecção dos bulbos de tensões de duas edificações vizinhas (CSTC, 1983 apud SILVA, 1993).

Na pesquisa realizada por Silva (1993), referente a problemas em fundações correntes no Estado do Rio Grande do Sul, as fissuras causadas por movimentações das fundações possuem algumas características básicas:

- Podem ser horizontais, verticais ou inclinadas;
- No caso de movimentação diferencial nas fundações, a edificação apresenta, na maioria dos casos, pelo menos uma parede com fissura inclinada (Figura 2.5); exceto, quando partes da edificação, executadas sem juntas entre elas, possuam carregamentos diferenciados, com fundações assentes a diferentes profundidades ou executadas com elementos de fundações diferentes e descontínuos, quando surgiram fissuras verticais nos locais onde deveria existir uma junta de movimentação.

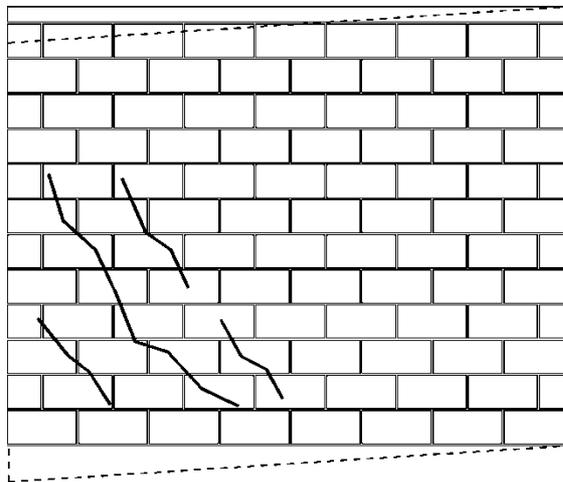


Figura 2.5 – Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas inclinadas na direção de maior recalque.

- Aparecem em ambas as fases do componente atingido;
- No caso de edificações com alvenarias portantes e com vários pavimentos, as fissuras aparecem em todos os pavimentos e com mesma intensidade; no caso de edificações com estrutura de concreto armado, as fissuras são mais expressivas nos pavimentos inferiores;
- Geralmente têm maior abertura em uma das extremidades;
- Quando houver várias fissuras haverá, aproximadamente, a mesma direção; portanto, não apresentando configuração mapeada;
- A configuração depende da homogeneidade de cada componente. No caso de fissuras provocadas por falta de homogeneidade do solo, frente a um recalque diferencial, a fissura será semelhante à da Figura 2.6.

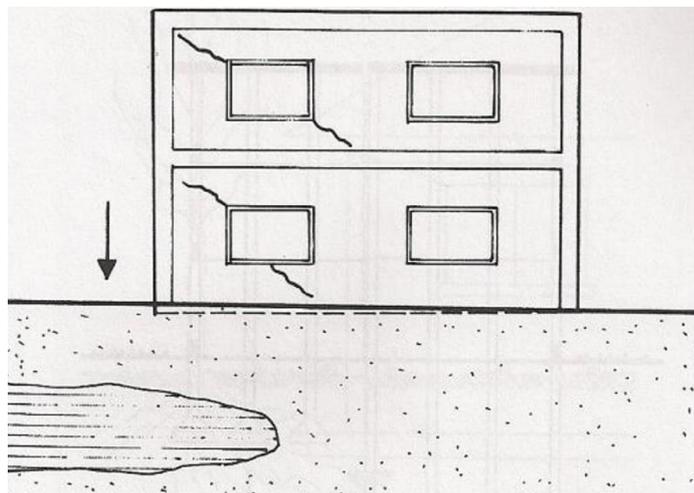


Figura 2.6 – Trincas provocadas por falta de homogeneidade do solo devido ao recalque diferencial (THOMAZ, 1989).

Segundo Milititsky (2008), são relativamente comuns os problemas no processo de investigação do subsolo. Estes problemas podem comprometer os resultados obtidos e o projeto. São relativamente comuns os erros na localização do sítio da obra (execução feita em local diferente), localização incompleta, adoção de procedimentos indevidos ou ensaio não padronizado, uso de equipamento com defeito ou fora de especificação, falta de nivelamento dos furos em relação à referência bem identificada e permanente, má descrição do tipo de solo entre outros. Não se desconsiderem os procedimentos fraudulentos de geração de resultados, que são de identificação assaz difíceis mas que, segundo o autor, são frequentes. Recomenda a contratação de empresas comprovadamente idôneas para realizar estes ensaios, bem como a supervisão nos trabalhos de campo.

2.3.1.1 Eventos Pós-Conclusão das Obras

Milititsky (2008) cita que existem casos em que ao final da construção a fundação apresentava comportamento adequado, mas, por causa de eventos pós-conclusão, tem depois alterada sua segurança e estabilidade. Alguns itens a seguir explicitados podem ter a ocorrência prevista e permitem a adoção de medidas preventivas ainda durante a fase de projeto; outros, entretanto, são imprevisíveis ou fortuitos e sejam tratados como acidentes ou problemas.

Alteração no Uso da Edificação

Em grandes centros urbanos ocorrem alterações no uso das edificações; por exemplo, um sobrado residencial que, devido ao grande valor econômico dos imóveis da região, seja utilizado como uma obra comercial, tendo alguns de seus cômodos utilizados como depósito. As sobrecargas de projeto são decididas em função da utilização inicialmente prevista pelo

layout de funcionamento. Alteradas substancialmente pela implantação ou aumento de elementos especiais, mezaninos e outros, provocando aumento de carga nas fundações.

Segundo Milititsky (2008), quando ocorrem modificações no uso de uma estrutura as solicitações podem variar, ocasionando elevação ou alteração de cargas incompatíveis com suas fundações. Essa é uma situação típica de transformação ou alteração de uso de prédios comerciais ou industriais, quando as sobrecargas atuantes sofrem incremento significativo na edificação.

É sempre importante verificar as condições para as quais as fundações foram efetivamente projetadas, considerando as cargas da estrutura propriamente ditas e também seu entorno, antes de permitir a alteração de uso das instalações. As novas situações de distribuição ou concentração de cargas podem provocar recalques ou exceder a capacidade das fundações existentes, que já recalcam na construção original, causando o aparecimento de fissuração indesejada e mesmo acidentes importantes.

Segundo Milititsky (2008), em relação à alteração de uso de terrenos vizinhos, duas situações podem ocorrer: Uma nova construção edificada sem o cuidado essencial de promover “junta” entre a mesma e a já existente. Essa situação é mais frequente do que se poderia supor, e também ocorre em ampliações de obras em que a nova etapa é construída sem junta. Outra situação há ora sejam realizadas construções de grande porte ou estocagem de materiais pesados junto a prédios com fundações diretas ou profundas leves, ocasionando superposição de pressões e recalques adicionais na edificação antiga.

2.3.2 Patologias nas Estruturas De Concreto Armado

Conforme Mehta e Monteiro (1994), o concreto pode ser considerado durável quando for adequadamente dosado, lançado e curado. Porém, Cánovas (1988) pondera que o concreto é um material formado por cimento, agregados, água e, em alguns casos, aditivos, e os defeitos de cada um destes materiais podem influir sobre as características mais importantes do concreto: resistência mecânica, estabilidade e durabilidade.

A degradação do concreto raramente é devida a uma única causa. Em estágios mais avançados de degradação do material, mais de um fenômeno deletério estará em ação (METHA, MONTEIRO, 1994). Nince (1996), em pesquisa realizada nas estruturas de concreto armado executadas na Região Centro-Oeste, constatou que em Goiânia as manifestações patológicas de

maiores incidências no concreto armado são as fissuras, a segregação e a corrosão, conforme Figura 2.7. O somatório das patologias é superior a 100% devido à superposição de manifestações e corresponde a 152,7%.

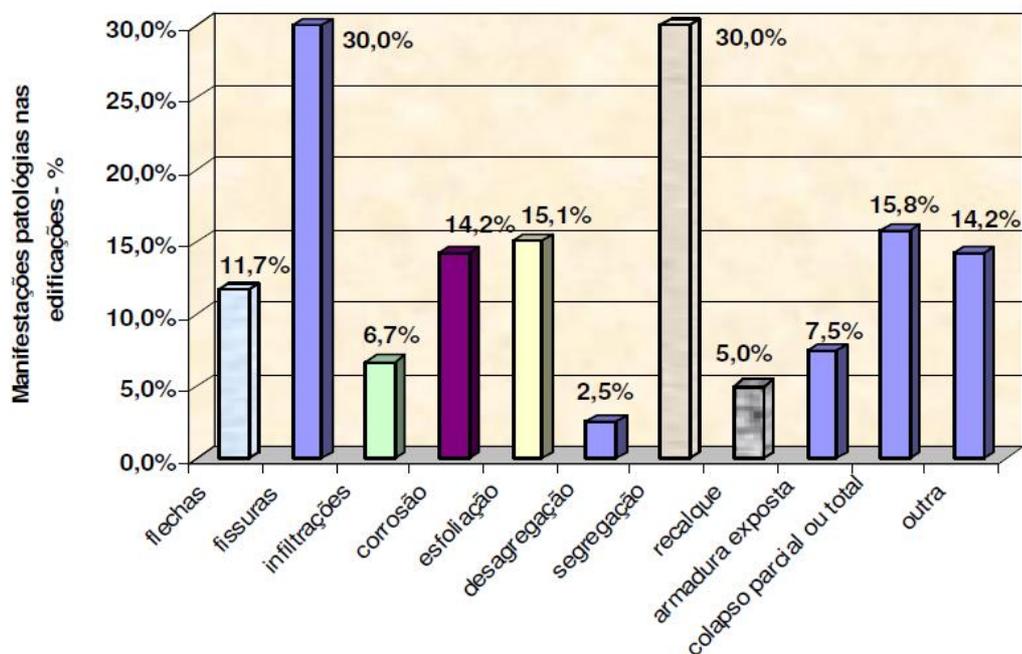


Figura 2.7 – Incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto executadas em Goiânia (NINCE, 1996).

Neste trabalho são abordadas as patologias nas estruturas de concreto armado: fissuras, deformação estrutural, corrosão das armaduras, lixiviação de compostos hidratados, falta de qualidade e espessura do cobrimento, irregularidade geométrica, segregação do concreto, falhas de projetos e de manutenção. Haja vista que sejam eventos de ocorrência substancial, merecendo comentário.

2.3.2.1 Fissuras

Em todas as construções, que têm sua estrutura executada em concreto, fissuras podem surgir depois de anos, dias ou mesmo horas. As causas destas fissuras são várias e de diagnóstico difícil. O termo fissura é utilizado para designar a ruptura ocorrida no concreto sob ações mecânicas ou físico-químicas (FIGUEIREDO, 1989). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), as fissuras são consideradas agressivas quando sua abertura na superfície do concreto armado ultrapassa os seguintes valores:

- 0,2 mm para peças expostas em meio agressivo muito forte (industrial e respingos de maré);
- 0,3 mm para peças expostas a meio agressivo moderado e forte (urbano, marinho e

industrial);

- 0,4 mm para peças expostas em meio agressivo fraco (rural e submerso).

A posição das fissuras nos elementos estruturais, sua abertura, sua trajetória e seu espaçamento, podem indicar a causa ou as causas que as motivaram. Na Figura 2.8, em pesquisa a respeito deste tipo de evento - fissuras em estruturas de concreto armado - Dal Molin (1988) detectou as principais causas de fissuras, com as respectivas incidências:

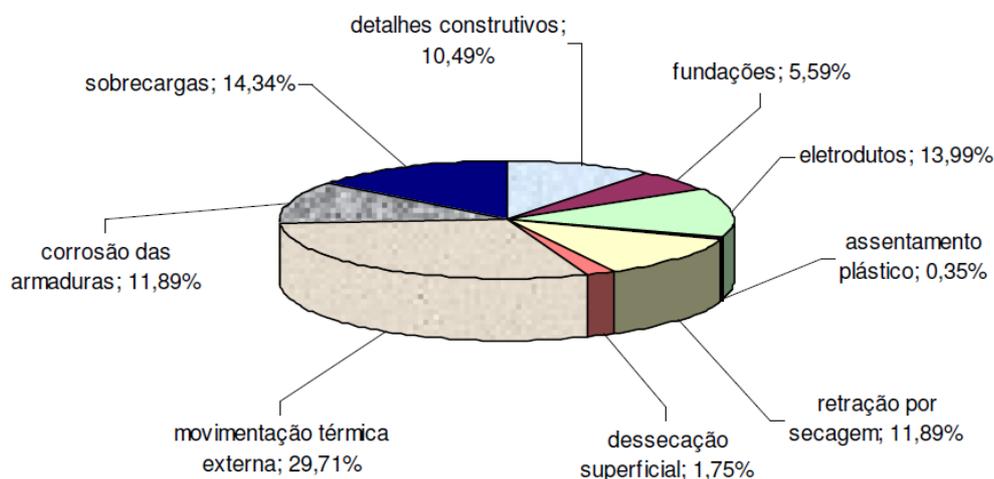


Figura 2.8 – Tipos e incidência de fissuras em concreto armado (DAL MOLIN, 1988).

Considerando as características dos documentos analisados para realização desta pesquisa e a impossibilidade de realizar ensaios de laboratórios para análise físico-química dos elementos estruturais. As fissuras classificam-se em dois grupos: o primeiro considera as fissuras consecutivas dos materiais constituintes, ou devidas a falhas construtivas. Ora serão abordadas as causas relativas ao assentamento plástico, dessecação superficial, retração por secagem e retração térmica externa. E, no segundo grupo, as fissuras decorrentes de cargas estruturais.

Fissuras devidas aos materiais constituintes ou falhas construtivas

As fissuras relativas ao assentamento plástico surgem algumas horas após o concreto fresco ter sido lançado, vibrado e acabado, no entanto a superfície do concreto tende a continuar assentando. Nesse momento, com o aparecimento de restrições, como de agregado graúdo e de barras de aço, são propícias à formação de fissuras que se desenvolverão acima dessas obstruções (GUZMÁN, 2002). Dal Molin (1988) afirma que o assentamento plástico ocorre geralmente durante o período que antecede a pega; portanto, deve este intervalo ser o menor possível visando a diminuir a sedimentação do concreto.

O fator que influencia o aparecimento das fissuras devido à dessecação superficial é a evaporação rápida da água da superfície do concreto lançado, principalmente, em ambientes secos, denominada de “zona de cura afetada”. Esta fissuração inicia no momento em que a taxa de evaporação da água da superfície do concreto excede a taxa de água de exsudação, segundo Al-Fadhala e Hover (2001).

A National Ready Mixed Concrete Association (1960), apud Al-Fadhala e Hover (2001), publicou uma versão simplificada da fórmula de Menzel, adotando o parâmetro de 1 kg/m²/h de água evaporada, como um indicativo potencial de risco de fissuração por retração plástica, valor esse atualmente aceito por vários autores. A taxa de evaporação de água, das equações citadas, é calculada com base na temperatura do concreto e do ar, umidade relativa e velocidade do vento medida a cinquenta centímetros acima da superfície analisada (Figura 2.9).

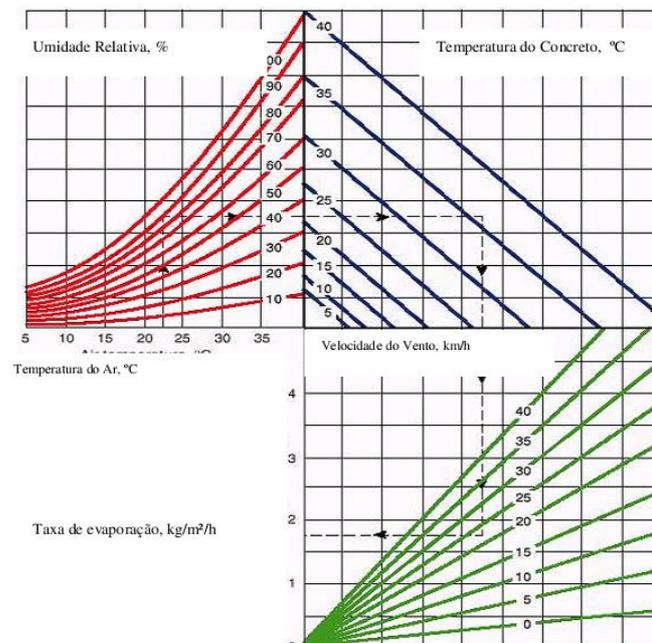


Figura 2.9 – Ábaco da taxa de evaporação (MENZEL, 1954 apud CEMENT.CA, 2006).

Em alguns casos, a cura adequada pode evitar o aparecimento das fissuras por dessecação superficial, porém em ambientes com baixa umidade do ar, alta temperatura ou ventos fortes, a cura usual pode não evitar a patologia. A adoção de aditivos anti-evaporantes, lançados no concreto antes da execução da cura, agem de forma a evitar a rápida evaporação da água superficial (BESERRA, 2005). Apesar destas constatações, segundo Aïtcin (2002), a cura é sempre melhor que não adotar qualquer procedimento de cura.

As fissuras decorrentes da retração por secagem decorrem da contração volumétrica da pasta

pela saída da água do concreto conservado em ar não saturado. Esta retração ocorre em função da evaporação da água interna do concreto, iniciando a partir da superfície em contato com o ambiente, prolongando-se em direção ao interior da peça (DAL MOLIN, 1988). Os agregados, que ocupam 65% a 75% do total do volume do concreto têm uma maior influência no controle da retração.

Os fatores - que influenciam a capacidade das partículas do agregado de restringirem a retração por secagem - são a compressibilidade do agregado e extensibilidade da pasta, a aderência entre a pasta e o agregado, o grau de fissuração da pasta de cimento e a contração dos agregados devido à secagem. A compressibilidade do agregado tem a maior influência na magnitude da retração por secagem do concreto (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE -ACI 224R, 1990).

As fissuras originadas devido a variações térmicas externas podem ser decorrentes de influências externas, mudanças nas condições ambientais, incêndios e influências internas, como o calor de hidratação do cimento (DAL MOLIN, 1988). O aspecto das fissuras por retração térmica é muito semelhante ao das fissuras pela retração por secagem, sendo perpendiculares ao eixo principal dos elementos, de largura constante e produzindo o seccionamento do elemento. A falta ou construção inadequada de juntas de dilatação ocasionará fissuras se o concreto não resistir (ARANHA, 1994).

Fissuras devidas às cargas estruturais

Os elementos estruturais são dimensionados com base nas solicitações a que serão submetidos. Havendo um acréscimo das cargas atuantes ou uma falha na execução do concreto, surgem as fissuras estruturais. As ocorrências originem-se na etapa do projeto, execução e/ou utilização, segundo Souza e Ripper (1998). Devido à flexão e ao esforço cortante - a seção de momento máximo e descontinuidade no diagrama de esforço cortante - as fissuras são aproximadamente ortogonais à armadura de flexão (Figura 2.10). Nessa região, a tensão de tração atinge seu valor máximo, superando a resistência do concreto. As fissuras são praticamente verticais no terço médio do vão e inclinam-se aproximadamente a 45° junto aos apoios (Figura 2.11), devido à influência do esforço cortante. Em ambos os casos, não ultrapassam a altura da linha neutra.

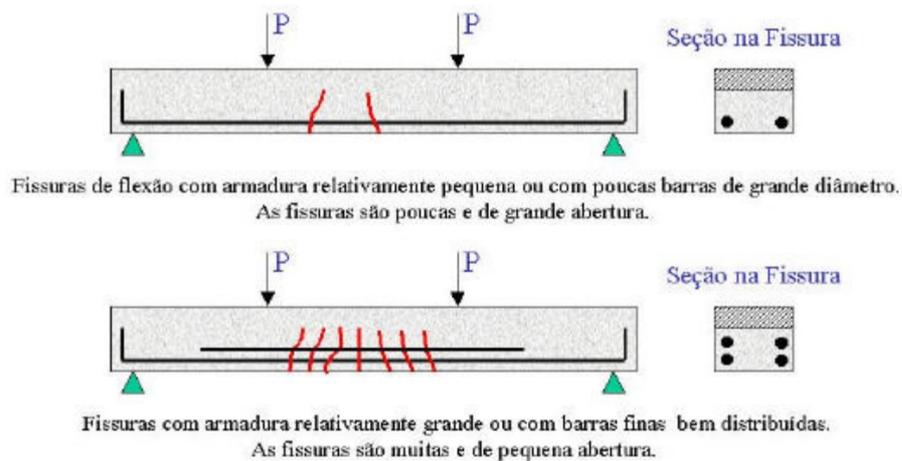


Figura 2.10 – Fissurações típicas em vigas solicitadas à flexão.



Figura 2.11 – Fissurações típicas em vigas solicitadas ao esforço cortante.

Nos elementos estruturais submetidos à torção diagonal, há fissuras a 45° em cada face da peça, do tipo helicoidal, como indicada na Figura 2.12. Na maioria dos casos os elementos estruturais submetidos à torção são, também, submetidos à flexão e ao esforço cortante. Quando a tensão de tração na diagonal supera a resistência à tração do concreto, há uma ruptura brusca (HELENE, 2003).

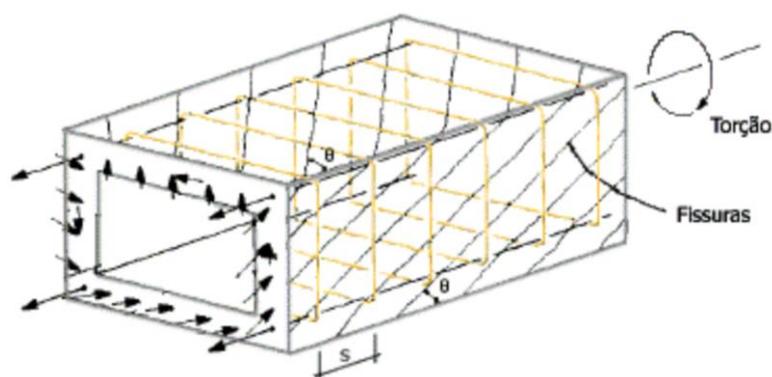


Figura 2.12 – Representação esquemática da fissuração devido ao esforço de torção diagonal.

As fissuras produzidas pela ação de esforço de tração axial são apresentadas perpendicularmente à direção do mesmo, conforme Figura 2.13-a. Este tipo de deformação é pouco frequente no concreto armado, tendo em vista que as armaduras tendem a absorver as solicitações (CÁNOVAS, 1988). Ainda, segundo o autor, os elementos estruturais submetidos à compressão axial apresentam fissuras geralmente paralelas à direção de aplicação da força (Figura 2.13-b). Mas, vários outros fatores podem interferir na forma de apresentação das fissuras, citem-se a

esbeltez da peça, tipo de agregado utilizado na composição do concreto e coação transversais existentes nos extremos do elemento, ver Figura 2.13-c (CÁNOVAS, 1988).

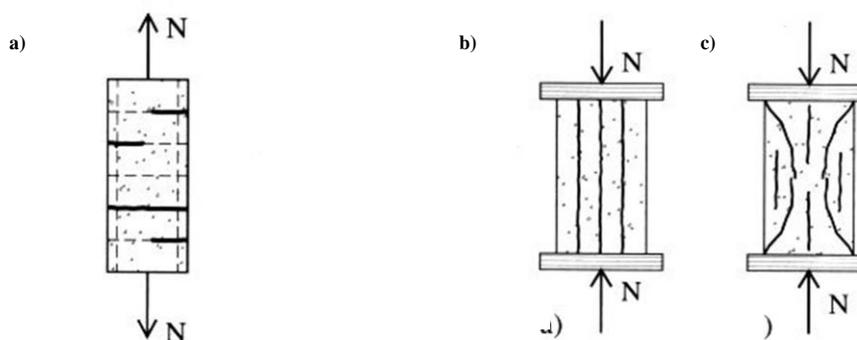


Figura 2.13 – Representação esquemática da fissuração devido ao esforço de tração e compressão (CÁNOVAS, 1988).

2.3.2.2 Deformação estrutural

Segundo Sabbatine (1998), as estruturas executadas na década de sessenta, possuíam vão médio entre apoios de quatro metros, sendo que as atuais o vão médio é de sete metros, como consequência as estruturas apresentam maiores deformações. Ainda, em relação às mudanças do tempo de colocação em carga da estrutura, associadas à deformabilidade do concreto, entende que ocorreu uma mudança radical na amplitude de deformação lenta total da estrutura, que pode ser estimada em quatro vezes maior do que das estruturas da década de sessenta. Em Kuperman (2007), a fluência dos concretos carregados a baixas idades é maior nas primeiras semanas de carregamento, se comparada a concretos carregados a idades maiores. Esse comportamento é devido ao maior grau de hidratação dos concretos mais velhos, que apresentam estrutura interna mais compacta e menos água disponível.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) prevê as análises global e localizada das deformações, de maneira que a estrutura seja verificada como um todo e em partes, e estabelece limites de deformabilidade. A consideração da fluência no cálculo estrutural é obrigatória por essa norma e pode ser obtida por uma análise simplificada ou complexa. A norma técnica nacional correlaciona o valor da fluência do concreto aos valores de módulo de elasticidade, dimensões do elemento estrutural, umidade e outros, em função do conhecimento já adquirido nas pesquisas realizadas. A NBR 6118 (ABNT, 2003) orienta que - na falta de ensaios específicos e quando não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias - o módulo de elasticidade é estimado pela fórmula:

$$E = 5600 \times \sqrt[2]{f_{ck}} \quad (\text{Equação 1})$$

2.3.2.3 Corrosão das Armaduras

Segundo Aranha (1994), a corrosão das armaduras é uma das principais patologias que se têm observado nas estruturas de concreto armado. (Figura 2.14) Segundo o autor, a permeabilidade do concreto, devido à alta relação água/cimento e à dosagem inadequada, a falha na elaboração do projeto estrutural e/ou na execução da obra; quando não garantem os cobrimentos das armaduras normalizados, constituem as principais causas da corrosão das armaduras.



Figura 2.14 – Corrosão da armadura em laje.

A corrosão das armaduras é um processo eletroquímico cuja ocorrência necessita simultâneo de umidade e do oxigênio (Figura 2.15). O processo de corrosão acontece, quando a célula eletroquímica estabelece um processo anódico e um processo catódico. O processo anódico não pode ocorrer até que o filme protetor ou passivo de óxido de ferro seja removido ou tornando permeável pela ação de íons Cl^- (SOUZA; RIPPER, 1998).

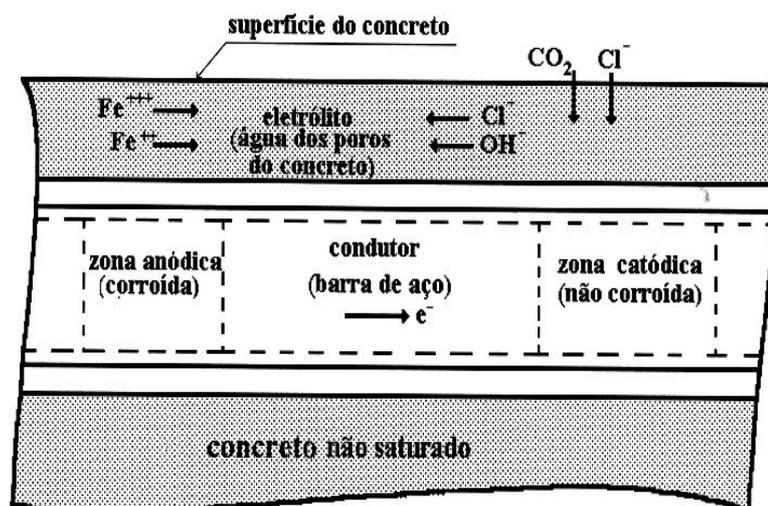


Figura 2.15 – Célula de corrosão no meio do concreto armado (SOUZA; RIPPER, 1998).

Como Cascudo (1997), a pasta de cimento Portland possui de 20% a 25% de hidróxido de cálcio, conferindo a essa uma alcalinidade suficiente para manter acima de 12,5 o ph do concreto, garantido a passividade da armadura do aço haja vista a necessidade de o concreto apresentar ph acima de 11,5. Para o autor a causa mais comum da corrosão, na Região Centro-Oeste, decorre da carbonatação.

A existência de gás carbônico na atmosfera, juntamente com a umidade (a considerada ótima varia entre 50% a 70%), reage principalmente com $\text{Ca}(\text{OH})_2$, (hidróxido de cálcio) resultando no CaCO_3 , (carbonato de cálcio) que reduz o pH da água dos poros da pasta de cimento para aproximadamente nove, destruindo a camada de passivação de óxido de ferro, podendo ocorrer corrosão desde que estejam presentes o oxigênio e a umidade (MEHTA, MONTEIRO, 1994).

Na corrosão, há a transformação do aço das armaduras em óxido ferroso, que provoca um aumento do volume de seis a dez vezes em relação ao volume original. Devido a esta expansão ocorre a fissuração e desprendimento do concreto localizado na região do cobrimento. Na Figura 2.16, são apresentados valores estimativos de diminuição da seção transversal das armaduras, com as respectivas consequências (HELENE, 2003).

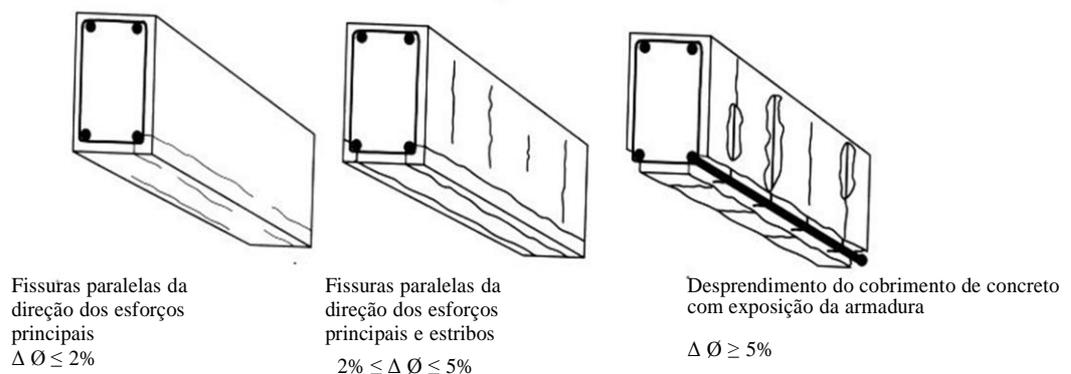


Figura 2.16 – Representação esquemática das patologias tipicamente observadas em vigas de concreto afetadas por corrosão (HELENE, 2003).

2.3.2.4 Lixiviação de compostos hidratados

A água é o solvente universal por excelência. A lixiviação é a ação extrativa ou de dissolução que os compostos hidratados da pasta de cimento podem sofrer quando em contato com a água. (JORGE, 2001). A água - pura ou ácida, em contato com a pasta de cimento - tendem a hidrolisar ou dissolver os seus compostos contendo cálcio. No caso de água corrente ou infiltração sob pressão, contexto dos reservatórios de água e das piscinas, ocorre uma diluição contínua, o concreto retirado por lixiviação, até que a maior parte do hidróxido de cálcio, expondo outros constituintes cimentícios - entre estes os silicatos e aluminatos - à decomposição química (MEHTA, MONTEIRO, 1994).

Conforme Laner (2001) e Freire (2005), com a dissolução do hidróxido de cálcio da pasta de cimento, ocorrem vazios provocando maior porosidade na matriz da pasta de cimento do concreto, tornando seu meio mais ácido, podendo reduzir o ph do extrato aquoso dos poros do concreto, com risco de despassivação da armadura. Segundo Carasek (2005b), a desestabilização dos silicatos e aluminatos aumentam ainda mais a porosidade da pasta, com redução da resistência mecânica do concreto. Na lixiviação do hidróxido de cálcio, com a consequente formação do carbonato de cálcio insolúvel, ocorre o aparecimento de eflorescência, caracterizada por depósitos de cor branca na superfície do concreto, conforme Figura 2.17 (NEVILLE, 1997). Algumas vezes, esse depósito aparece sob a forma de estalactites.

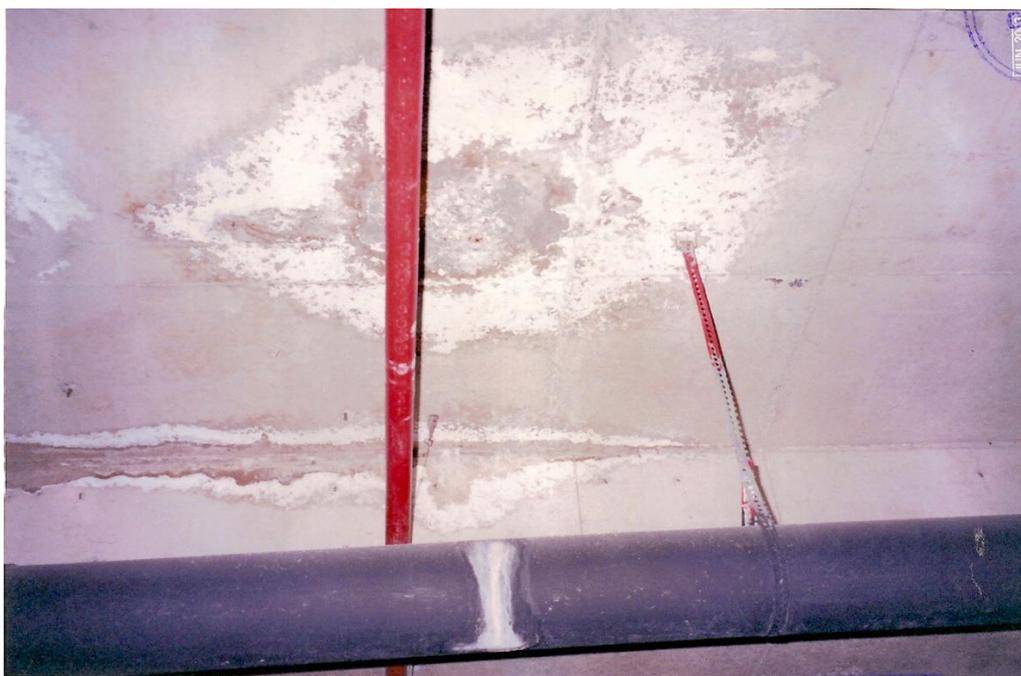


Figura 2.17 - Vista de uma laje térrea com eflorescência devido ao processo de lixiviação, devido à falha na impermeabilização. (Neville, 1997)

2.3.2.5 Falta de qualidade e espessura do cobrimento

A NBR 6118 (ABNT, 2003) afirma que a durabilidade das estruturas depende da qualidade e da espessura do concreto do cobrimento da armadura, determinando a sua resistência à maioria dos fenômenos de degradação. Estabelece que, na impossibilidade de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade, deverão ser adotados os seguintes requisitos, conforme Tabela 1, para elementos estruturais de concreto armado:

Tabela 1– Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118, 2003).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Cobrimento nominal mm	
I	Fraca	Laje	20
		Viga/Pilar	25
II	Moderada	Laje	25
		Viga/Pilar	30
III	Forte	Laje	35
		Viga/Pilar	40
IV	Muito Forte	Laje	45
		Viga/Pilar	50

Helene (1993) ressalta que a qualidade efetiva do concreto superficial de cobrimento e proteção dependem, também, da adequabilidade da forma, do aditivo desmoldante e, principalmente, da cura adequada desta superfície. Como observado na Figura 2.18, a viga em concreto armado apresenta má qualidade do concreto de cobrimento, bem como a deficiência de espessura do mesmo. Na Figura 2.19 observa-se que o pilar e a viga apresentam má qualidade.



Figura 2.18 - Vigas em concreto armado sem qualidade no concreto de cobrimento.



Figura 2.19 – Viga e Pilar em concreto armado com imperfeição geométrica.

2.3.2.6 Irregularidade geométrica dos elementos de concreto armado

Segundo Aranha (1994), as irregularidades geométricas dos elementos de concreto armado são modificações, em relação ao especificado no projeto estrutural e/ou no projeto de fôrmas, na geometria dos elementos, podendo ocorrer em nível e "planeza", esquadro ou nas alterações das dimensões das seções das peças acima do tolerado pela NBR 14931 (ABNT, 2004) (Tabela 2).

Tabela 2- Tolerâncias dimensionais para seções transversais de elementos estruturais (NBR 14931, 2004).

Dimensão (a) cm	Tolerância (t) Mm
$a \leq 60$	± 5
$60 < a \leq 120$	± 7
$120 < a \leq 250$	± 10
$a > 250$	$\pm 0,4\%$ da dimensão

A qualidade da madeira utilizada na execução de fôrmas é enfatizada por Yazigi (2003), orientando que se observe a inexistência dos seguintes defeitos: desvios dimensionais, arqueamento, encurvamento, encanoamento, nós, rachaduras, fendas, perfurações por insetos ou podridão, bem como deverá também ser observada a classe de qualidade industrial, ora utilizada madeira serrada de coníferas. E, quando da utilização de madeira compensada, os defeitos mais frequentes são: desvios dimensionais, número de lâminas inadequado à sua espessura, desvio de esquadro ou de superfície. Cuidados nas execuções das fôrmas e do escoramento evitem irregularidades geométricas dos elementos em concreto armado, como a Figura 2.20.

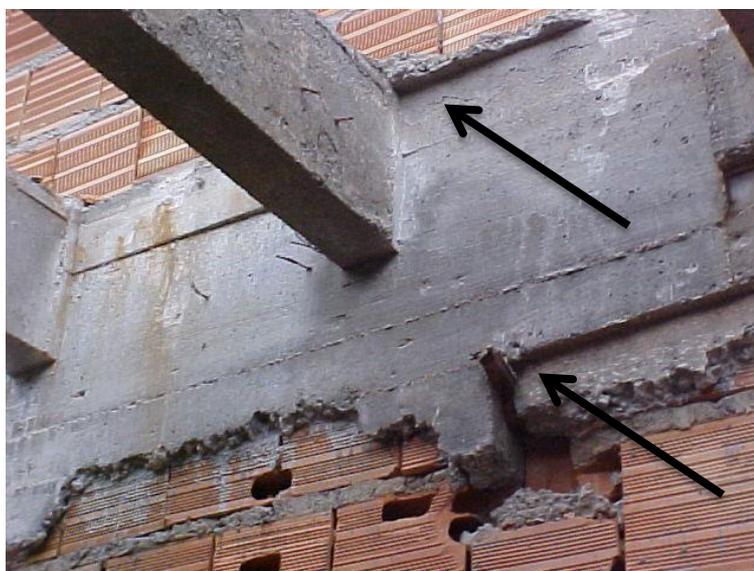


Figura 2.20 - Vigas em concreto armado com irregularidades geométricas.

2.3.2.7 Segregação do concreto

Mehta e Monteiro (1994) definem a segregação como sendo a separação do concreto fresco de tal forma que a sua distribuição deixa de ser uniforme, comprometendo sua compactação, essencial para atingir o potencial máximo de resistência e durabilidade (Figura 2.21). A causa da segregação é uma combinação de consistência inadequada, massas específicas excessivamente

distintas, armaduras em alta densidade, condições inadequadas de transporte, lançamento e adensamento do concreto.



Figura 2.21 - Elementos em concreto armado com segregação.

A NBR 14931(ABNT, 2004) recomenda que o concreto seja lançado com técnica que elimine ou reduza significativamente a segregação entre seus componentes, observando-se maiores cuidados quanto maiores forem a altura de lançamento e a densidade de armadura. Principalmente, ora a altura de queda livre do concreto ultrapasse dois metros, no caso de peças estreitas e altas.

2.3.2.8 Reação Álcali Agregado

Ainda pouco estudada pelo meio técnico, a reação álcali-agregado em estruturas é de recuperação cara e complexa e por isso, apesar de não ter sido encontrado nenhuma ocorrência em nosso estudo, esta patologia será apresentada de forma breve para que seja lembrada de sua possibilidade de ocorrência. Segundo Hasparyk (2005), a reação álcali-agregado (RAA) é definida como sendo a reação química que ocorre entre alguns minerais presentes nos agregados e hidróxidos alcalinos, na estrutura interna do concreto. Geralmente a principal fonte destes hidróxidos é o cimento Portland utilizado na confecção do concreto. A reação requer a atuação conjunta de água, agregado reativo e álcalis em teores suficientes. Logo, a prevenção deve ser feita a partir da eliminação de um dos fatores, com o emprego de:

- Isolamento da umidade;
- Agregados inertes;
- Cimentos com baixos teores de álcalis;
- Emprego de materiais mitigadores da RAA.

Alguns dos efeitos mais comuns gerados pelo efeito da expansão desta reação são microfissuras, perda de aderência da pasta de cimento junto aos agregados, movimentações de juntas de dilatação/contração e de concretagem, entre outras (VALDUGA, 2002). Segundo o Comitê de Especialistas do Ibracon para Reações Expansivas em Estruturas de Concreto/2º semestre de 2005, a reação álcali-agregado tem sido comumente dividida em três tipos: Reação Álcali-Sílica (RAS), Reação Álcali-Silicato (RASS) e Reação Álcali-Carbonato (RAC). Em todos os casos, a consequência principal é a expansão continuada do concreto ao longo de 60 anos e sua consequente fissuração.

- **Reação Álcali-Sílica (RAS):** é a principal e mais incidente no Brasil. Acontece quando os vários tipos de sílica reativa presentes nos agregados reagem com os íons hidroxila existentes nos poros do concreto. A sílica reage com os álcalis sódio e potássio formando um gel sílico-alcálico, altamente instável - que começa a absorver água e a expandir, ocupando um volume maior que os dos materiais estimulantes da reação;
- **Reação Álcali-Silicato (RASS):** é o tipo de RAA mais encontrado em barragens construídas no Brasil e, em blocos de fundação na região do Grande Recife. Consiste na reação entre álcalis disponíveis e alguns tipos de silicatos eventualmente presentes em certas rochas sedimentares, rochas metamórficas e ígneas. É uma reação basicamente relacionada à presença de quartzo tensionado, quartzo microcristalino a criptocristalino e minerais expansivos do grupo dos filossilicatos;
- **Reação Álcali-Carbonato (RAC):** é a mais rara de todas e acontece quando certos calcários dolomíticos são usados como agregado em concreto e, são atacados pelos álcalis do cimento, originando uma reação denominada desdolomitização. Trata-se de uma reação bem complexa, cujas consequências são bem mais graves; ainda existem divergências sobre o provável mecanismo da reação.

Em maio de 2008 foi lançada a NBR 15577(ABNT, 2008) cujo título geral é “Agregados – Reatividade álcali-agregado” e foi dividida em seis partes:

1. Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto;
2. Coleta, preparação e periodicidade de ensaios de amostras de agregados para concreto;
3. Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis;
4. Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado;
5. Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado;

6. Determinação da expansão em prismas de concreto.

2.4 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

As anomalias das estruturas de concreto advêm de vários fatores como segue descrição:

- Má concepção do projeto, ou seja, definição errônea de materiais, considerações equivocada de carregamento, má avaliação do solo, erros no dimensionamento entre outros;
- Utilização incorreta de materiais, como concreto com fck inferior ao especificado, aço com características diferentes das especificadas - seja em se tratando de categorias ou bitolas, utilização de agregados reativos que gerem reações expansivas no concreto potencializando a desagregação e fissuração do mesmo;
- Falhas decorrentes da construção. Má execução, falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão- de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, uso de materiais e componentes de má qualidade, irresponsabilidade técnica entre outras falhas;
- Uso incorreto da estrutura, quando utilizada com carga maior que a considerada no projeto.

O correto dimensionamento, a execução realizada com todos os controles de qualidade, o uso correto da estrutura e a sua manutenção periódica, são as condições ideais para prolongar sua vida útil. Porém, se houver alguma falha em alguma dessas etapas e decorrer então algum processo de degradação da estrutura, deve-se então proceder a sua recuperação ou o seu reforço. As técnicas e processos utilizados na recuperação e reforço dessas estruturas debilitadas serão descritas neste capítulo do trabalho.

2.4.1 Intervenções Nas Superfícies De Concreto

A preparação da superfície a ser tratada é o primeiro estágio a ser performado antes de iniciar os trabalhos de recuperação e reforço das estruturas de concretos. A não observância desse procedimento favorece o comprometimento da superfície. Bem com, afeta a qualidade dos serviços a serem realizados. Os processos e etapas necessários a este tipo de serviço serão detalhadamente descritos e esses serviços são:

- polimento;
- lavagem e limpeza da superfície;
- remoção de resíduos com uso de soluções ácidas ou alcalinas;

- remoção de resíduos com uso de jatos de água, areia, vapor ou ar comprimido;
- escovação manual;
- apicoamento;
- saturação;
- corte de concreto.

2.4.1.1 Polimento

Usa-se a técnica de polimento, quando a superfície de concreto se apresenta muito áspera, devido tanto à má execução da estrutura quanto do desgaste natural que ocorre devido ao próprio uso e tempo. Esta técnica é utilizada para reduzir a aspereza da superfície do concreto, tornado-a novamente lisa e isenta de partículas soltas, utilizando-se de equipamentos mecânicos, como lixadeiras portáteis ou máquinas de polir pesadas utilizadas quando a área a ser recuperada é muito extensa. Para manusear este tipo de equipamento é necessário mão-de-obra especializada, também o cuidado com a proteção ambiental e dos trabalhadores, pois esta técnica produz altos valores de ruídos e provoca a formação de grande quantidade de pó.

2.4.1.2 Técnicas de lavagem e limpeza da superfície do concreto

Há diversas técnicas para limpar a superfície do concreto que será recuperado, mas cada uma deve ser usada de maneira consciente, pois uma técnica é mais agressiva que a outra, ou seja, há que se observarem os devidos cuidados quando do uso de soluções ácidas com relação à armadura do concreto. Aspecto que requer menos atenção, quando do uso de soluções alcalinas ou do de jatos d'água, areia, vapor, ar comprimido entre outros que serão detalhadamente descritos.

a) Utilização de soluções ácidas

Primeiro se esclarece que essa técnica não deve ser utilizada quando se tem uma espessura de cobertura da armadura reduzida, ou o local deteriorado estiver próximo às juntas de dilatação, evitando assim que a solução penetre nessas juntas, ou seja, evitando que ela penetre em locais onde não há garantia de sua remoção total. Nesses casos podem ser adotadas soluções alcalinas, que serão apresentadas posteriormente.

Para esse tipo de lavagem utiliza-se normalmente ácido muriático (ácido clorídrico comercial) diluído em água na proporção de 1:6, essa solução é utilizada na remoção de tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos e manchas de cimento, sendo mais eficiente que na aplicação de

jatos d'água. Pode ser utilizada também quando se pretende tornar a superfície do concreto mais áspera.

Inicia-se o processo saturando a superfície onde será aplicada a solução, para evitar que a mesma não penetre na camada sadia de concreto, posteriormente aplica-se a solução por aspersão ou com uso de uma broxa em pequenas áreas até que cesse o processo de descontaminação, ou seja, quando cessar a reação do produto com o concreto deteriorado. Terminada essa etapa inicia-se a lavagem, garantindo sempre a total remoção da solução, primeiramente com o uso de uma solução neutralizadora e posteriormente com jatos de água natural.

Além da solução com ácido muriático existem soluções com outros tipos de ácidos, como a mistura de ácido fosfórico e glicólico; a mistura na proporção de 1:7:6 de plasma de nitrato de sódio, glicerina e água quente respectivamente. Segundo Owens (1991, apud Souza e Ripper, 1998), apurou-se que as soluções descritas no parágrafo anterior não obtêm o mesmo resultado comparando-as com o uso da solução de ácido muriático diluído em água.

b) Utilização de soluções alcalinas

Essa técnica tem o procedimento similar ao das soluções com ácidos, tanto na limpeza prévia quanto na sua aplicação, porém requer cuidados diferentes próprios do agente. Quando se utiliza esse tipo de solução em concretos com agregados reativos, o contato entre os dois pode provocar uma reação denominada álcalis-agregado, que é uma reação expansiva, pela formação de sólidos em meio confinado.

Essa reação resulta da interação entre a sílica reativa de alguns tipos de minerais utilizados como agregados e os íons álcalis (Na^+ e K^+) – quando presentes no cimento em porcentagem superior a 0,6% - que são liberados durante a sua hidratação, ou pode ocorrer também pela penetração de cloretos contendo estes mesmos íons, no concreto. Ao contrário das soluções ácidas, esse tipo de solução não necessita de preocupações com relação à proximidade das armaduras.

c) Utilização de jatos d'água e de areia

Esta técnica remove a camada deteriorada de concreto, utilizando-se de jatos d'água fria potável (Figura 2.22), normalmente em conjunto com jatos de areia, tanto com o uso alternado da água e da areia, quanto com a mistura dos dois da mesma forma que no concreto projetado por via seca.

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



Figura 2.22 – Aplicação de jatos de água para lavagem de superfície de concreto (Souza e Ripper, 1998)

Para manutenção da mangueira é necessário que a areia tenha granulometria adequada ao diâmetro da mesma afim de não entupi-la ou causar o polimento da superfície a ser tratada. Após o término de sua utilização, é necessário o uso de jatos de ar comprimido e de água fria antes da aplicação do material de recuperação. Segundo Souza e Ripper (1998) esse método serve também como alternativa ao apicoamento do concreto, promovendo a remoção da camada mais externa de concreto, porém é menos produtivo comparado a sua utilização somente para limpeza, cerca de 25% a 30% a menos.

Utilizam-se também jatos de água quente com removedores biodegradáveis quando se pretende a remoção de resíduos muito gordurosos ou manchas muito impregnadas. Para isso, devem-se contratar operadores experientes e, usar o EPI (Equipamento de Proteção Individual) adequado. Normalmente utilizada máquina de alta pressão - tipo lava-jato. Se o serviço permitir, podem-se utilizar algumas máquinas de projetar concreto como forma de diminuir a quantidade de equipamentos alocados na obra.

d) Utilização de jatos de vapor

Utilizada quando há uma grande área de superfície do concreto a ser limpa ou como preparação da área onde o material de reparação será aplicado, procedendo com movimentos sucessivos verticais e horizontais. Essa técnica tem como finalidade principal a remoção de sais, óleos, graxa, tintas e pós; ocorrendo resistência à remoção - como no caso de corrosão das armaduras, aplica-se com removedores biodegradáveis. O equipamento utilizado é parecido com o de jato

de água, as diferenças desse método consistem em uma caldeira para produção do vapor, e na mangueira revestida de amianto para evitar queimaduras no operador.

e) Utilização de jatos de ar comprimido

O jato de ar comprimido é utilizado para complementação da limpeza, sejam os jatos de água ou areia insuficientes. Tem a função de promover a remoção das partículas em cavidades, sendo o sopro realizado do interior para o exterior; ou para a secagem de superfícies ou de fissuras antes da injeção nas mesmas. Ainda performe não como jato, mas aspiração; principalmente para limpeza de furos profundos, como os utilizados para a ancoragem de barras de armaduras. Os cuidados principais que se devem considerar são com relação ao uso de filtros de ar e óleo no compressor, para evitar o refluxo do óleo utilizado no mesmo.

f) Escovação manual

Essa é uma das mais simples técnicas de limpeza, utilizando como equipamento uma escova com cerdas de aço (Figura 2.23) e às vezes o auxílio complementar de uma lixa de ferro (para aço) ou d'água (para concreto). Ela é indicada para pequenas áreas, para limpeza de barras com indícios de corrosão ou para aumentar sua capacidade de aderência.



Figura 2.23 – Escovas de aço acopladas em lixadeira para limpeza do concreto.

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

g) Apicoamento

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



Figura 2.24 – Martelete pneumático

A remoção do concreto deteriorado pode ser feita com equipamentos mecânicos (Figura 2.24), martelos pneumáticos leves, de até 5 kg ou apicoamento manual (Figura 2.25), feito com ponteiro, talhadeira e marreta leve (1 kg).



Figura 2.25 – Apicoamento manual da superfície de concreto (Souza e Ripper, 1998)

A adoção de um sistema ou do outro dependerá da extensão a recuperar, ou seja, para áreas grandes utiliza-se o processo mecânico que apresenta rendimento maior se comparado ao apicoamento manual, que é utilizado para remoção de pequenas áreas danificadas, ou onde impossibilitado o acesso de equipamentos mecânicos.

2.4.1.3 Saturação

O processo de saturação da superfície do concreto serve para aumentar a aderência do material de recuperação (concreto ou argamassas de base cimentícia). Segundo Souza e Ripper (1998) o

tempo médio de saturação é de aproximadamente 12 horas. Deve-se observar o umedecimento da superfície que receberá o material de recuperação, sem que aquela apresente poças de água. Pois, esse evento comprometerá a qualidade do serviço.

2.4.1.4 Corte

O corte de concreto se faz necessário quando se deve promover uma remoção mais profunda do concreto degradado (Figura 2.26).

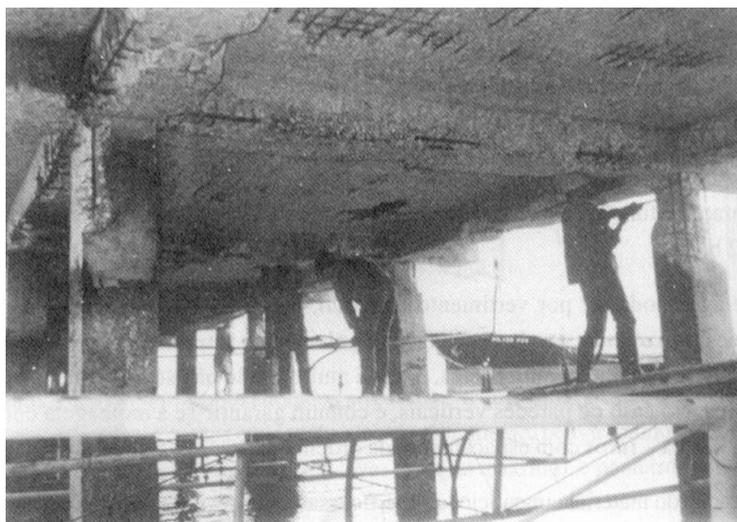


Figura 2.26 – Remoção de concreto por corte (Souza e Ripper, 1998)

Esse processo utiliza martelo demolidor com massa de 6 a 10 kg, cujo ponteiro terminando em ponta viva. Neste processo, extirpa-se todo e qualquer material nocivo às armaduras, promovendo um corte - pelo menos 2 cm, ou o diâmetro da barra, de profundidade além das mesmas - garantindo assim que toda armadura esteja imersa em meio alcalino (Figura 2.27).

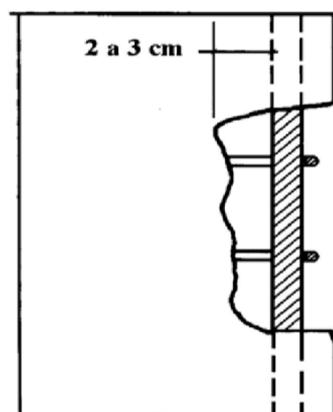


Figura 2.27 – Corte de concreto mostrando a profundidade de remoção (Souza e Ripper, 1998)

Segundo Andrade y Perdrix (1992, p. 97), “caso não haja o corte do concreto além das armaduras, limpando-se somente o lado exterior e deixando a parte posterior recoberta pelo concreto velho, isso dá início a uma pilha de corrosão eletroquímica por diferença de material”. Ainda segundo Andrade y Perdrix (1992, p. 97), “isso ocorre, pois a parte posterior atuará como ânodo e a parte recuperada e passivada fará o papel de cátodo, desencadeando assim um processo de corrosão ainda mais rápido que originalmente”. “Para melhor aderência do novo concreto, a superfície interna do corte deve ter suas arestas arredondadas (Figura 2.28) e na forma de um talude de 1:3”, segundo Souza e Ripper (1998, p. 116). Terminado o corte a superfície do concreto deve seguir uma sequência de limpeza, que são:

- jateamento de areia;
- jateamento de ar comprimido;
- jateamento de água.

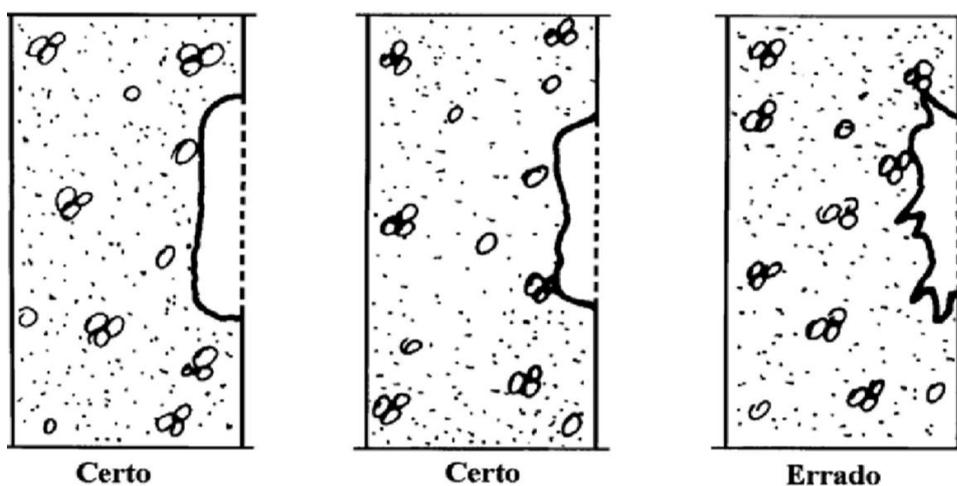


Figura 2.28 – Aspecto final da cavidade na intervenção de corte de concreto (Souza e Ripper, 1998)

Há ocasiões em que se necessita o escoramento (Figura 2.29) da estrutura onde está sendo realizado o corte, ou mesmo o seu macaqueamento, fatores esses que acabam por encarecer e demandar maior tempo de intervenção.



Figura 2.29 – Escoramento de estrutura para suportar a remoção total do concreto do pilar a ser recuperado (Cánovas, 1988)

A determinação da extensão longitudinal a ser cortada é empírica, ou seja, não tem uma fórmula que a determine, mas pelo bom senso e experiência, devem ser observados os seguintes fatores:

- atentar para a remoção completa dos agentes nocivos à estrutura, ou seja, o resquício por mais imperceptível que seja de uma película oxidada promove a retomada do processo contaminante, comprometendo assim o trabalho realizado;
- a retirada em demasia de concreto é contra a segurança da estrutura e antieconômica, pois está removendo camadas de concreto sadio.

2.4.1.5 Resumo das etapas de preparação do substrato.

As etapas de preparação da base da estrutura a ser reparada - no caso da Figura 2.30, a recuperação de um pilar - são:

- Etapa 1 – delimitação da área a ser reparada com a utilização de ferramenta adequada de corte;
- Etapa 2 – remoção do concreto deteriorado e de todos os resíduos de agregado e pó, deixando a superfície limpa;
- Etapa 3 – uso de jato d'água para remoção mais eficiente das impurezas;
- Etapa 4 – caso haja resíduos de óxidos (ferrugem) nas barras de aço, esses deverão ser removidos totalmente com uso de escova de aço;
- Etapa 5 – tratamento prévio das armaduras por pintura de proteção específica, caso necessário, as barras deverão ser substituídas ou reforçadas;

- Etapa 6 – montar a fôrma necessária de maneira a permitir o lançamento do material de reparo sem vazamento, ou seja, que não haja escoamento do produto para fora da fôrma.

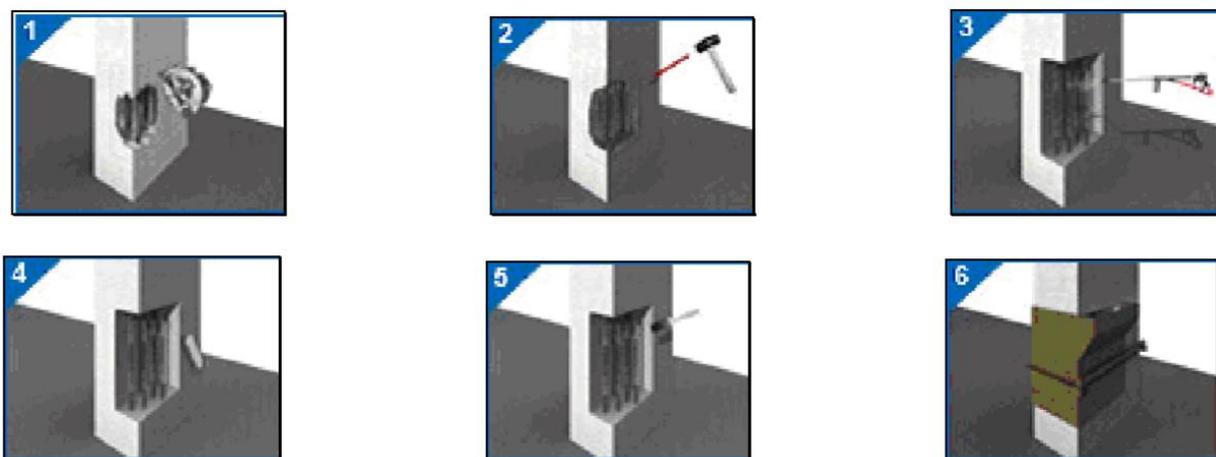


Figura 2.30 – Etapas de preparo de base (Quartzolit, 2006)

2.4.2 Técnicas de recuperação

Após o preparo da superfície e limpeza das armaduras, ou sua substituição quando necessário, é realizada a recomposição da área recuperada com os diversos materiais existentes, são eles:

- recuperação com argamassa;
- recuperação com "grout";
- recuperação com concreto.

2.4.2.1 Reparo com argamassa

Esse tipo de reparo é utilizado para áreas de superfícies tanto pequenas quanto grandes, mas que não atinjam grandes profundidades, segundo Souza e Ripper (1998) não deve atingir mais que 5 centímetros. Os reparos com argamassa só devem ser utilizados para recompor a argamassa de recobrimento, devendo não estar deteriorado o interior da estrutura. Essa técnica geralmente é utilizada para o enchimento de falha de concretagem, as famosas bicheiras, recomposição de quinas quebradas, regularização de superfícies de lajes etc.

a) Argamassa de cimento e areia

Utilizada para preencher cavidades, de profundidade superior a 2,5 cm, provocada pelo desgaste da estrutura. Essa argamassa pode ser feita tanto em obra, quanto ser industrializada, e sua utilização deve ser em faixas de 1,0 m de largura e camadas de no máximo 1 cm por vez (Figura

2.31), sendo que a próxima camada só deve ser realizada após a anterior ter adquirido resistência para recebê-la.

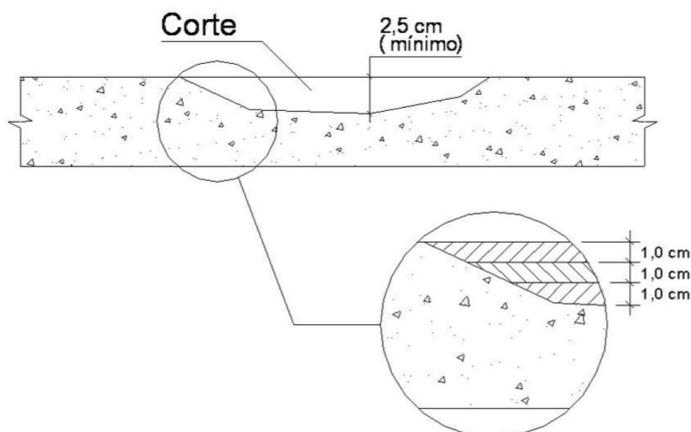


Figura 2.31 – Detalhe da profundidade mínima e das camadas de reparo

b) Argamassa seca “farofa”

Também uma argamassa de cimento e areia, mas com água o suficiente para que quando apertada com a mão, a superfície dessa massa não apresente nenhum brilho, o que será sinal de excesso de água. Segundo Souza e Ripper (1998), esta argamassa é utilizada para preencher cavidades maiores que 25 cm, salvo alguns casos, como evitar em revestimentos muito extensos, áreas de difícil acesso ou em cavidades que atravessam o elemento estrutural. Os trabalhos com este tipo de argamassa devem ser feitos em camadas de no máximo 1 cm (Figura 2.32), antes do início do processo deve-se garantir uma ponte de aderência entre a argamassa e o concreto original, passando sobre o concreto uma camada de adesivo epóxi, de poliéster ou uma pasta de cimento com adesivo acrílico.

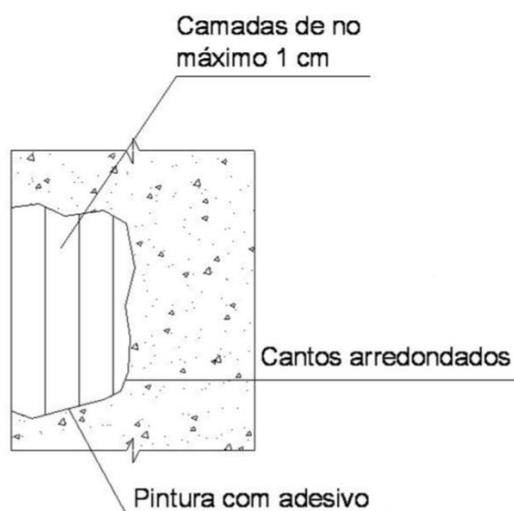


Figura 2.32 – Execução de reparo com argamassa farofa

É necessário promover a compactação dessa argamassa com soquete de madeira, pois o metálico provoca um alisamento da superfície, diminuindo a aderência da próxima camada. A cada duas camadas deve-se encunhar brita com o soquete até penetrar totalmente na argamassa, promovendo o transbordo do excesso de argamassa. O acabamento do reparo deve ser feito com desempenadeira de madeira, promovendo a cura em seguida.

O traço desse tipo de argamassa, de acordo com Bezerra (1998), pode ser o mesmo traço do concreto original, sendo que a brita - conforme dito - seja encunhada na argamassa. É importante observar se não surgem fissuras de retração nesta argamassa. Para que isso não ocorra, Bezerra (1998) indica o uso de aditivos expansivos e promover a cura por 5 dias.

c) Argamassas poliméricas

São argamassas utilizadas em danos superficiais, tendo seu uso recomendado para recobrimento das armaduras já previamente limpas e tratadas. Atualmente é utilizada na grande maioria argamassa industrializada, adicionada principalmente de adesivo acrílico devido seja utilizado em ambiente externo. Há também argamassas com polímeros PVA que são pouco utilizados devido a sua restrição de uso em ambiente externo. Outra característica desse tipo de argamassa é a sua tixotropia, ou seja, é uma argamassa que mesmo utilizada em pilares ou na face inferior de lajes não escorre.

A principal característica dos materiais utilizados neste tipo de reparo é que a adição da resina polimérica permite a manutenção da plasticidade do material, mesmo com teor reduzido de água, reduz a permeabilidade e aumenta a aderência ao concreto endurecido. Segundo Bezerra, (1998) “existem argamassas para reparos com espessura variando de 0,5 a 2,5 cm e 2,5 a 5,0 cm, que devem ser escolhidas pelo engenheiro de acordo com a espessura do reparo”.

d) Argamassas epoxídicas

Por definição, chama-se de argamassa epoxídica aquela em que o aglomerante é uma resina epoxídica e, utilizada quando necessita da liberação da estrutura pouco tempo depois de executado o reparo. Isso se deve a sua elevada resistência mecânica e química, e utilizada também em reparos de vertedouros e elementos estruturais expostos a agentes agressivos.

Segundo Johnson (1973) apud Souza e Ripper (1998), “... quando se trata de recuperar seções de espessura fina ou quando se deve pôr em serviço a obra antes que a argamassa ou o concreto normal tenha tempo de endurecer, deve-se utilizar uma argamassa tendo a resina epóxi como

aglomerante. Nos demais casos, é mais econômico utilizar-se outro tipo de argamassa”. Esse tipo de argamassa pode ser a epoxídica propriamente dita, quanto a convencional ou seca.

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

A argamassa convencional com adesivo epóxi tem sua aplicação em superfícies grandes de reparos e semiprofundas, aplicando-se a resina sobre a superfície base, sendo que ainda deve estar fluida no momento da aplicação da argamassa. A argamassa seca tem sua aplicação semelhante à argamassa farofa, sendo seu traço variando em 1:2,5 ou 1:3 com adição do adesivo epóxi.

2.4.2.2 Reparo com "Grout"

Este tipo de reparo é executado quando necessita de liberação rápida da estrutura, isso ocorre devido ao “grout” atingir altas resistências rapidamente, sendo que 24 horas após a concretagem já é possível a retirada da fôrma. Além de atingir altas resistências rapidamente, o “grout” possui outras características como boa fluidez, compacidade, uniformidade, não apresenta retração e também é auto adensável. A cura do “grout” deve ser úmida, e mantida por pelo menos 3 dias. Há diversos tipos de "grouts", sendo que cada um tem determinado uso, são eles:

- “grout” à base de cimento e polímeros que tem uso geral;
- “grout” bombeável;
- “grout” para uso subaquático e para grandes vãos;
- “grout” em que o aglomerante é uma resina epóxica, aplicado quando há grandes solicitações mecânicas e químicas, e altas resistências iniciais;
- “grout” base epóxi para injeção de trincas, possui alta fluidez e baixa viscosidade.

2.4.2.3 Reparos com concreto convencional

Utiliza-se este tipo de reparo quando são identificadas falhas de concretagem “bicheiras” ou em estruturas deterioradas, sendo que neste último caso a extensão do reparo deve ultrapassar a seção do elemento estrutural, ou pelo menos que ele vá além das armaduras. Neste tipo de reparo há o uso de formas de madeira, observando que esta fôrma deve permitir a concretagem um nível acima do reparo. E este procedimento garante o completo preenchimento do local

reparado. A forma utilizada aqui deverá possuir uma abertura, por onde será realizada a concretagem, essa abertura é denominada “cachimbo” (Figura 2.33). Após a retirada da fôrma, o concreto que fica protuberante no local da forma cachimbo deve ser cortado e regularizado junto à superfície do elemento estrutural.

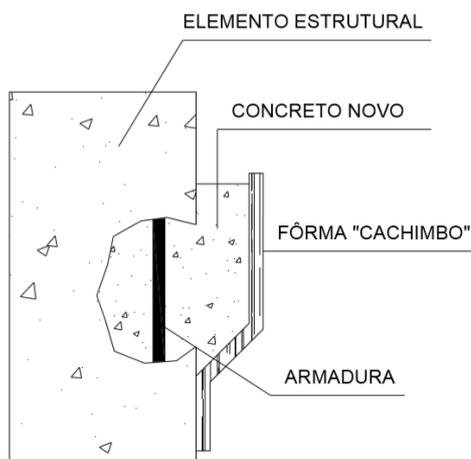


Figura 2.33 – Detalhe da fôrma e concretagem

O concreto utilizado aqui deve ser fluido, mas sem alterar a relação água/ cimento, obrigando assim o uso de aditivos plastificantes, deve-se também utilizar aditivos expansivos para controle de retração do concreto. O fator principal de uma boa recuperação, utilizando o concreto como material reparador, é garantir a sua cura, devendo-se manter a superfície constantemente úmida durante 7 dias.

2.4.2.4 Reparo com concreto projetado

O concreto projetado é um processo de aplicação de concreto utilizado sem a necessidade de formas, bastando apenas uma superfície para o seu lançamento. Esse sistema é largamente utilizado em concretagem de túneis, paredes de contenção, piscinas e em recuperação e reforço estrutural de lajes, vigas, pilares e paredes de concreto armado, objeto deste trabalho.

O sistema consiste num processo contínuo de projeção de concreto ou argamassa sob pressão (ar comprimido) que, por meio de um mangote, é conduzido de um equipamento de mistura (Figura 2.34) até um bico projetor, e lançado com grande velocidade sobre a base (Figura 2.35). O próprio impacto do material sobre a base promove a sua compactação, sem a necessidade do uso dos tradicionais vibradores, resultando em um concreto de alta compactidade e resistência.



Figura 2.34 – Equipamento de mistura dos materiais



Figura 2.35 – Projeção do concreto

Existem dois métodos de emprego do concreto projetados, são eles:

- Por via seca, onde é feita uma mistura a seco de cimento e agregados, e posteriormente no bico projetor, por uma entrada, é acrescido água que tem sua quantidade controlada pelo operador. As vantagens desse processo é que o operador pode controlar a consistência da mistura no bico projetor, durante a aplicação e pode-se utilizar mangote com maior extensão, mas em contra partida o controle da quantidade água sendo feito pelo próprio operador, pode ocasionar uma grande variabilidade na mistura;
- Por via úmida, onde o concreto é preparado da forma comum, misturando-se na câmara própria, cimento, agregados, água e aditivos, sendo essa mistura lançada pelo mangote

até o bico projetor. Esse processo tem a vantagem de se poder avaliar precisamente a quantidade de água na mistura, e garantir que esta hidratou adequadamente cimento, resultando na certeza da resistência final do concreto, além disso, esse processo proporciona menores perdas com a reflexão do material e produz menor quantidade de pó durante a aplicação.

Segundo Souza e Ripper (1998) devem-se utilizar agregados de no máximo 19 mm sendo que a mangueira tem o diâmetro de 50 mm. A relação água/cimento deve variar entre 0,35 e 0,50 de forma a garantir a aderência e a resistência do material. Neste tipo de concreto podem ser utilizados aditivos, na proporção de 2 a 3%, de forma a diminuir a reflexão e aumentar a resistência, esses aditivos podem ser aceleradores de pega, impermeabilizantes ou plastificantes.

Antes da aplicação do concreto projetado a superfície que servirá de base deve ser devidamente preparada, retirando-se eventuais concentrações de bolor, óleos e graxas, material solto e poeira, devendo-se utilizar nessa operação jato de areia. Terminada a preparação da base deve-se umedecer a superfície e depois projetar uma argamassa de cimento, areia e água, formando uma camada de pequena espessura que servirá de “berço” sobre o qual se possa projetar a mistura com agregado graúdo e baixo teor de água, sem o perigo de que se produza reflexão excessiva.

Segundo Bezerra (1998) “não se devem projetar grandes espessuras de uma única vez, e sim, é recomendado ‘varrer’ a superfície, aumentando-se progressivamente a espessura da concretagem, que segundo Souza e Ripper (1998), deve ter no máximo 50 mm, cada camada”. A cura é imprescindível para obter um concreto sem fissuras e de boa resistência, devendo-se empregar água ou agente de cura, aplicados sobre a última camada durante, no mínimo, 7 dias.

Um dos grandes inconvenientes no concreto projetado é a reflexão do material, principalmente do agregado graúdo, uma vez que ele é lançado com grande velocidade sobre a superfície. A quantidade de reflexão depende de muitos fatores, tais como a hidratação da mistura, a relação água/cimento/agregado, a granulometria dos agregados, a velocidade de saída do bico projetor, a vazão do material, o ângulo da superfície de base, a espessura aplicada e a destreza do operador. Segundo Souza e Ripper (1998) a perda típica de material por reflexão é mostrada na tabela 3.

Tabela 3 – Perdas típicas de material em superfícies de concreto projetado

Superfície	% de material refletido
Pisos	5 a 15
Paredes	15 a 30
Tetos	25 a 50

Fonte: Souza e Ripper (1998)

A perda no início é mais acentuada, diminuindo ao longo da concretagem, fato ocorrido após certa quantidade de concreto já ter aderido à superfície. Um fato importante a ser observado é que nunca se deve reutilizar o material refletido em outro jateamento, devido à contaminação, já que uma vez no chão, esse material já entrou em contato com impurezas ou pode ter havido alteração de sua granulometria, devido ao choque com a superfície do concreto a ser recuperado, portanto deve-se descartar este material.

2.4.3 Tratamento de fissuras

O objetivo principal do tratamento de estruturas fissuradas é criar uma barreira ao transporte de líquidos e gases nocivos para dentro das fissuras impedindo a contaminação do concreto e de suas armaduras, além de tirar o aspecto antiestético e de restabelecer a sensação de segurança da peça fissurada. Segundo Comitê Europeu do Cimento Armado apud Cánovas (1988, p.205), as aberturas máximas admitidas das fissuras de acordo com o ambiente a que estão expostas estão estabelecidas na tabela 4.

Tabela 4 – Abertura máxima de fissuras de acordo com o ambiente

Ambiente que afeta a obra	Abertura máxima das fissuras
Para ambientes internos em atmosfera normal	0,3mm
Para elementos internos em atmosfera úmida ou agressiva e elementos externos expostos a intempéries	0,2mm
Para elementos internos ou exteriores expostos a um ambiente particularmente agressivo ou que deva assegurar estanqueidade	0,1mm

Fonte: Cánovas (1988)

Para a escolha da técnica e material a ser utilizado no tratamento deve-se atentar a um ponto importante no que diz respeito se a fissura está ativa ou não. Isso é importante, pois quando se têm fissuras ativas, ou seja, quando há variação de espessura devido à movimentação, deve-se apenas vedar as fissuras ou eventualmente preencher seus vãos com material elástico e não resistente, garantindo assim sua movimentação e protegendo o concreto de degradação.

O uso de material rígido e resistente é indicado para fissuras passivas, ou seja, estáveis, sem movimento. Este material tem a função tanto como de dispositivo protetor quanto de garantir o restabelecimento do monolitismo da peça estrutural. As fissuras também se diferenciam além de seu estado, ativo ou não, de acordo com o momento em que foram causadas, ou seja, se houve a formação durante o estado plástico do concreto armado, ou quando o mesmo já estava endurecido. Durante o estado plástico as fissuras podem ocorrer devido principalmente a fatores climáticos, como temperatura, vento e umidade e essas fissuras podem ser por diversos tipos de retração, que são:

- fissuração por retração hidráulica – ocorre devido ao excesso de água de amassamento, cura e proteção térmica ineficientes e excesso de calor de hidratação;
- fissuração por retração térmica – ocorre devido a um gradiente térmico entre o interior da massa e as superfícies, ou seja, as camadas externas se esfriam e conseqüentemente se retraem enquanto o interior ainda está quente e dilatado, segundo Fernández Cánovas (1988, p.219) “esse tipo de fissura geralmente se dá quando a diferença entre a temperatura ambiente e a temperatura do núcleo é superior a 20°C”;
- fissuração por secagem rápida – ocorre por um secagem superficial relativamente brusca, ocorrido geralmente na primeiras horas da colocação em obra e com o concreto ainda não enrijecido. Esse tipo de fissura ocorre principalmente em peças de concreto mais esbeltas – com espessura pequena – e com muita superfície horizontal livre;
- fissuração por má execução – esse tipo de fissura é devido a deficiências ou descuido na execução. Os principais fatores para ocorrência desse tipo de fissura são, o deslizamento do concreto em rampas de escadas com grande inclinação, a movimentação de forma mal projetada ou mal fixada, os deslocamentos de armaduras durante a compactação do concreto.

Com o concreto já enrijecido, as fissuras decorrem principalmente de deficiências no projeto, na execução, por mau uso da estrutura – ao submetê-la a sobrecargas não previstas em projeto – e a exposição da estrutura a agentes agressivos e pelo envelhecimento da estrutura.

Neste estado essas fissuras podem ocorrer por:

- deficiências de projeto e má execução – essas falhas são as mais difíceis de se diagnosticarem, devendo-se ter a consultoria de um tecnólogo para realizar uma análise da situação e poder obter um resultado mais real possível;
- ações mecânicas – podem ser devido a esforços de tração, menos frequentes no concreto armado, pois as armaduras o impedem, mas quando ocorrem geralmente estão ligadas ao

posicionamento dos estribos no pilar, essas ações mecânicas podem ser também por esforços de compressão e torsão.

Esses tipos ações podem ocorrer de formas isoladas, mas em muitos casos estas ações podem estar combinadas entre si, dificultando o diagnóstico.

2.4.3.1 Técnica de injeção de fissuras

Injeção é a técnica que garante o perfeito enchimento do espaço formado entre as bordas de uma fenda tanto para restabelecimento do monolitismo da estrutura com fendas passivas quanto para vedação de fendas ativas. A correta escolha do material e a sua aplicação feita por profissional treinado e experiente são os fatores principais que garantirão o sucesso da técnica. Outro fator importante é a escolha da bomba de injeção (Figura 2.36), que dependerá da espessura e profundidade da fissura, ou seja, a pressão da bomba depende desse fator.



Figura 2.36 – Bomba de injeção (Rogertec, 2006)

Usualmente se usam resinas epoxídicas para injeção em fissuras inativas devido as suas qualidades de ausência de retração, de sua baixa viscosidade, de suas altas capacidades resistente e aderente, do bom comportamento na presença de agentes agressivos e do seu rápido endurecimento. Além desses fatores deve ser levando em consideração também seu módulo de elasticidade e o “pot-life” da mistura, ou seja, coeficiente de polimerização, a ser regulado em função da temperatura ambiente. O processo de injeção é descrito segundo Souza e Ripper (1998, p. 123) da seguinte maneira:

- 1º) abertura de furos (Figura 2.38) ao longo do desenvolvimento da fissura, com diâmetro da ordem dos 10 mm e não muito profundos (30mm), obedecendo a espaçamento l que deve variar entre os 50 mm e os 300 mm, em

função da abertura da fissura (tanto maior quanto mais aberta for), mas sempre respeitando um máximo de 1,5 vezes a profundidade da fissura (Figura 2.37);

2º) exaustiva e consciente limpeza da fenda – ou do conjunto de fissuras, se for o caso – e dos furos, com ar comprimido, por aplicação de jatos, seguida aspiração, para remoção das partículas soltas, não só as originalmente existentes (sujeiras), mas também as derivadas da operação de furação;

3º) nos furos, são fixados tubinhos plásticos, de diâmetro um pouco inferior ao da furação, com parede pouco espessa, através dos quais será injetado o produto. A fixação é feita através do próprio adesivo que selará o intervalo da fissura entre dois furos consecutivos;

4º) a selagem é feita pela aplicação de uma cola epoxídica bi componente, em geral aplicada à espátula ou colher de pedreiro. Ao redor dos tubos plásticos, a concentração da cola deve ser ligeiramente maior, de forma a garantir a fixação deles;

5º) antes de se iniciar a injeção, a eficiência do sistema deve ser comprovada, o que pode ser feito pela aplicação de ar comprimido, testando então a intercomunicação entre os furos e a efetividade da selagem. Se houver obstrução de um ou mais tubos, será indício que haverá necessidade de reduzir-se o espaçamento entre eles, inserindo-se outros a meio caminho;

6º) testado o sistema e escolhido o material, a injeção pode então iniciar-se (Figura 2.39), tubo a tubo, sempre com pressão crescente, escolhendo-se normalmente como primeiros pontos aqueles situados em cotas mais baixas.

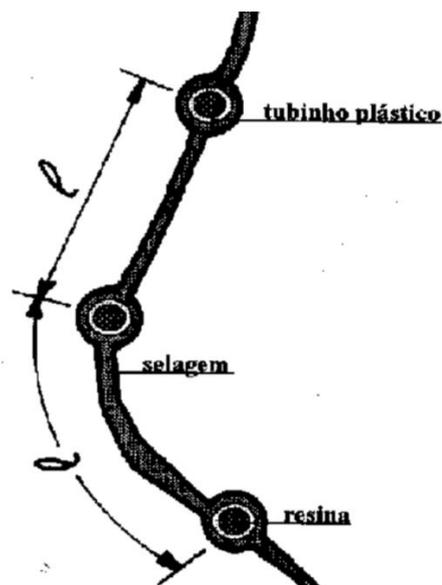


Figura 2.37 – Preparação da fenda para procedimento de injeção (fonte: Souza e Ripper, 1998)



Figura 2.38 – Processo de furação para colocação dos tubos de injeção (Zapla, 2006)



Figura 2.39 – Processo de injeção em fissuras (Zapla, 2006)

2.4.3.2 Técnica de selagem de fissuras

Essa técnica é utilizada para vedar os bordos de fissuras ativas, utilizando um material que seja necessariamente aderente, resistente mecânica e quimicamente e que seja flexível o bastante para se adaptar a deformação da fenda. As fissuras com aberturas menores que 10 mm seguiram o mesmo método de selagem descrito no item (2.4.3.1, etapa 4ª do processo de injeção). As fissuras com aberturas entre 10 mm e 30 mm (Figura 2.40), deve seguir o seguinte procedimento:

- Abertura na região da trinca de um sulco em formato de Vê, com profundidade e largura de aproximadamente 10 mm e 30 mm respectivamente, segundo Thomaz (1989, p.160);
- Limpeza do sulco para remoção de resíduos de pó;
- Enchimento da fenda sempre na mesma direção, com grout, e selando as bordas com produto à base de epóxi.

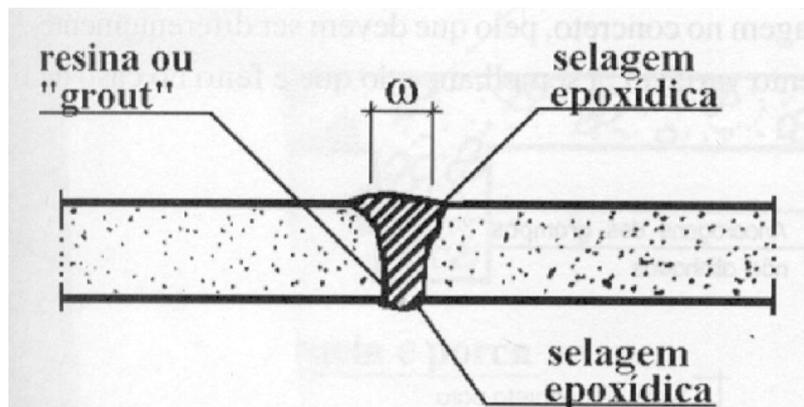


Figura 2.40 – Selagem de fendas com abertura entre 10 mm e 30 mm. (Souza e Ripper, 1998)

As fissuras com aberturas maiores que 30 mm devem ser tratadas como se fosse uma junta de dilatação (Figura 2.41) e os procedimentos a serem seguidos são:

- Abertura de um sulco como descrito para aberturas entre 10 e 30 mm e posterior limpeza;
- Inserção de um cordão em poliestireno extrudado, ou de uma mangueira plástica, que terá como função além de um limitador da quantidade de selante a ser utilizado impedirá que o "mastique" venha a aderir ao fundo da fissura, o que comprometeria não só a durabilidade, mas o seu próprio trabalho.

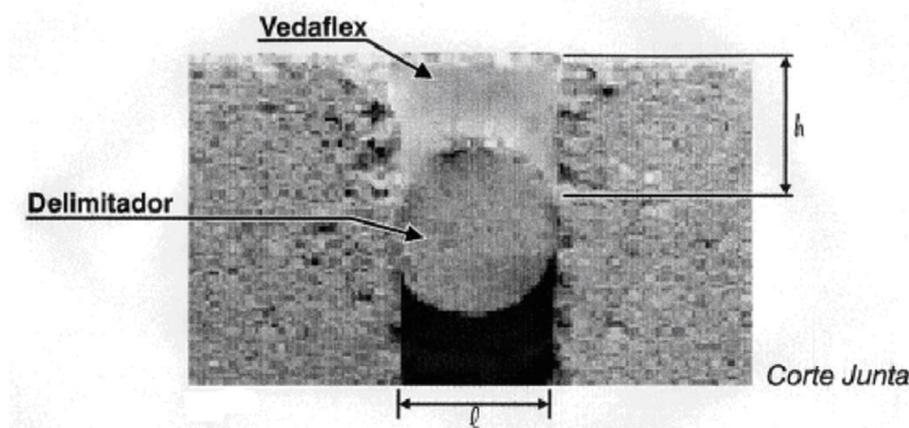


Figura 2.41 – Selagem de fissura (Vedacit, 2006)

Quando se tem abertura muito grande também se pode proceder à colocação de juntas de neoprene, que deverão aderir aos bordos da fenda, devidamente reforçados, para garantir que o reparo seja efetivo, e não venha a fracassar justamente pela perda de aderência localizada, visto que nessa região localiza-se um concreto mais fraco, não só pelo contato com as fôrmas, na concretagem, mas também pela própria energia desprendida na abertura da fenda. Neste caso a junta de borracha neoprene especial terá função tanto do mastique quanto do cordão, que será aderida os bordos da fenda pela utilização de adesivos epoxídicos, segundo Souza e Ripper (1998, p.125).

2.4.3.3 Costura de fissuras (método do grampeamento)

Esse tipo de tratamento é utilizando como armadura adicional, para resistir aos esforços extras de tração que causaram a fissura. Segundo Souza e Ripper (1998, p. 126) “a técnica é de discutível aplicação... pois aumenta a rigidez da peça localizadamente, e se o esforço gerador da fenda continuar, com certeza produzirá uma nova fissura em região adjacente”. Para que estes efeitos tenham sua proporção diminuída, deve-se tomar o cuidado de dispor os grampos de forma a não provocar esforços em linha.

Ou seja, devem ser colocados com inclinações diferentes (Figura 2.42). Antes de iniciar o processo, promove-se o descarregamento da estrutura, pois o processo em questão não deixa de ser um reforço. Feita essa observação inicia-se o processo pela colocação de grampos de aço, conforme descrito anteriormente, em furos previamente perfurados e preenchidos com adesivo apropriado.

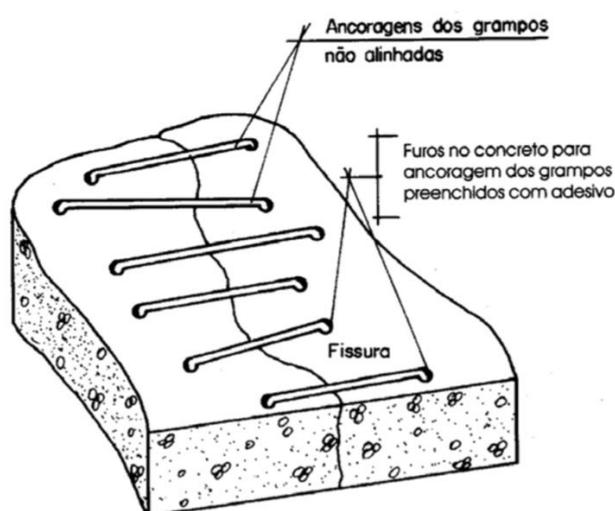


Figura 2.42 – Detalhe do posicionamento dos grampos (Souza e Ripper, 1998)

Esses grampos atuarão como pontes entre as duas partes do concreto, divididas pela fissura e a esse processo dá-se o nome de costura das fendas. Às vezes, todo o grampeamento é recoberto com uma camada de argamassa projetada ou não, que inclusive serve para preencher os furos de colocação dos grampos, além de ser uma camada protetora. No caso de trabalhos em peças tracionadas as fendas devem ser costuradas nos seus dois lados.

2.4.4 Reforço de estruturas de concreto armado

O principal objetivo do reforço em estruturas de concreto armado é restabelecer as condições da estrutura de suportar o carregamento a ela solicitada, ou seja, a sua capacidade portante. Os motivos pelos quais a estrutura necessita de reforço são:

- correção de falhas ocorridas tanto na fase de projeto quanto na fase de execução;
- aumento da capacidade portante da estrutura, ou seja, quando há mudança no uso da estrutura ou para restabelecimento da sua capacidade portante original, perdida devido acidentes ou deterioração;
- ou ainda por motivo de concepção arquitetônica ou de utilização, como o corte de uma viga.

2.4.4.1 Complementação ou reforço com adição de armaduras

Este tipo de reforço consiste em acrescentar armaduras ao elemento estrutural, tanto para complementação quanto para reforço, e recobri-las com concreto, promovendo assim o aumento da seção do elemento. As armaduras de complementação são utilizadas quando se quer restabelecer as condições de segurança e desempenho em estruturas com corrosão das armaduras, ou seja, as armaduras têm sua seção diminuída.

Na Figura 2.43, estão caracterizadas algumas configurações de reforço por meio de adição de armadura e concreto, como nela se observa, o reforço pode ser realizado tanto nas quatro faces, quanto em três, duas ou apenas em uma das faces, fator esse que é condicionado pelo acesso que se tem para executá-lo.

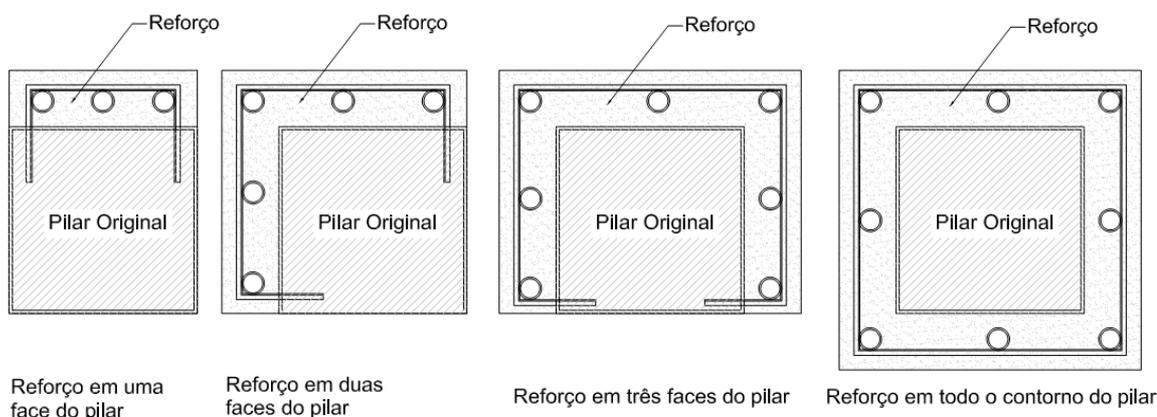


Figura 2.43 – Configurações de reforço com adição de armadura e concreto em pilares (Takeuti, 1999)

Dependendo da relação $A_{s, \text{corr}}$ (área da seção corroída) pela A_s (área da seção original), há a necessidade da complementação dessa área perdida pela adição de uma armadura de seção correspondente a essa seção. De acordo com Souza e Ripper (1998, p. 144), “... é costume adotar-se o princípio de que a necessidade de adição de uma nova barra existe sempre que a redução da seção da barra corroída tiver ultrapassando 15%”. Salvo em casos mais sérios, não se necessita utilizar armadura complementar, quando:

$$\frac{A_{s, \text{corr}}}{A_s} \leq 15\% \quad (\text{Equação 2})$$

Quando ultrapassado esse valor de 15%, há necessidade de complementação, sendo necessário olhar não somente barra a barra, mas sim o conjunto, ou seja, utiliza-se somente a quantidade de barras, que somadas suas áreas de seção, elas sejam iguais à área de seção perdida das barras existentes (Figura 2.44).

$$\frac{\sum A_{s, \text{corr}}}{\sum A_s} \leq 15\% \quad (\text{Equação 3})$$

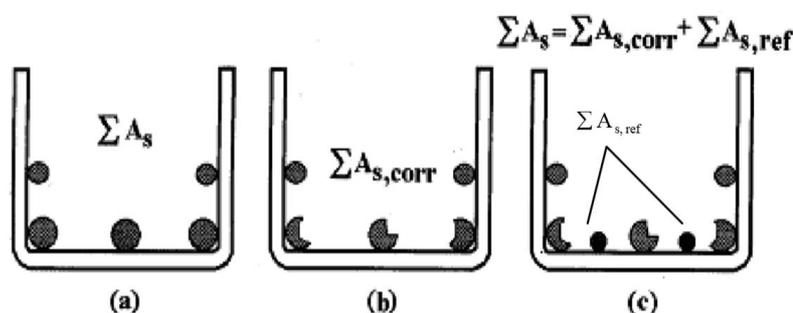


Figura 2.44 – Detalhe da adição de novas barras para complementação da seção de armadura perdida em uma viga. (Souza e Ripper, 1998)

As etapas de restauração das armaduras excessivamente danificadas são:

- corte do pedaço de barra danificado;
- substituição, pelo complemento, do pedaço danificado, soldando – opção que depende do tipo de aço das armaduras existentes – ou amarrando com arame o complemento ao pedaço não prejudicado da barra, respeitando o transpasse das mesmas;
- limpeza da superfície;
- aplicação de resina epóxi, tanto nas armaduras quanto no concreto, que servirá de ponte de ligação do concreto existente com o concreto novo e também será uma barreira impermeável que isolará as armaduras do exterior;

- reconstrução do elemento estrutural com diversos tipos de materiais, como concreto – projetado ou não –, argamassa convencional ou argamassa epóxi.

Nos parágrafos anteriores é citado o transpasse das barras. Esse transpasse é o quanto a barra de complemento tem que se sobrepor à barra sã existente. Segundo Cánovas (1988, p. 391) “O comprimento do transpasse na área soldada não será inferior a dez diâmetros e se em vez de solda for utilizada amarração com arame, este comprimento será de quarenta diâmetros”.



Figura 2.45 - Viga preparada para receber reforço com concreto projetado e pilar já executado o reforço.

Há um inconveniente no acréscimo de armadura ao elemento estrutural, que é por consequência o aumento de sua seção, fato esse que deve ser pesado na decisão de se fazer esse tipo de reforço.

2.4.4.2 Reforço com aplicação de chapas e perfis metálicos

Os reforços com aplicação de chapas metálicas coladas têm como objetivo suportar solicitações de flexão, cortante e torsão. Esse método utiliza-se de finas chapas de aço coladas com resina epóxi ao concreto, sendo uma técnica bastante eficiente quando o trabalho é bem executado. As chapas metálicas (Figura 2.46) coladas ou chumbadas ao concreto devem ser colocadas de maneira a promover uma perfeita união da chapa e do concreto pela resina epóxi ou pelos chumbadores, fazendo com que comece atuar as tensões previstas e que estas tensões continuem atuando ao longo do tempo mesmo que a peça reforçada entre em Estado Limite Último (ELU).

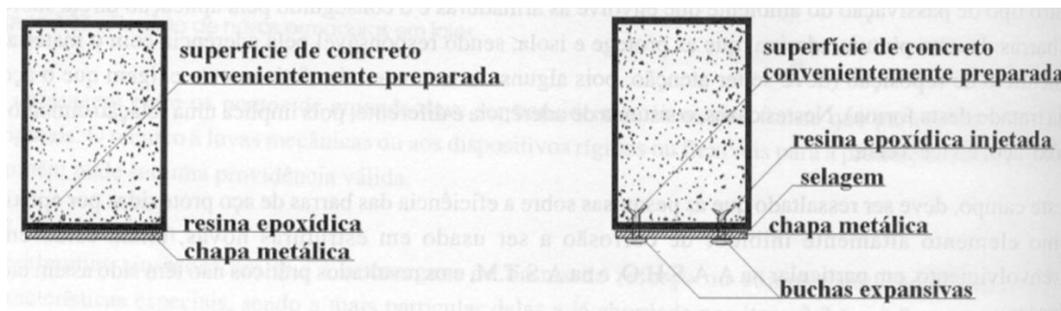


Figura 2.46 – Exemplos de reforço com chapa somente colada (esquerda) e também com buchas expansivas. (Souza e Ripper, 1998).

Essa técnica é muito utilizada quando se necessita de emergência ou quando não são permitidas grandes alterações na geometria da estrutura, pois é uma opção muito eficiente por adicionar capacidade resistente a peça, além de ser de fácil execução e baixo custo comparado a outras técnicas de reforço. Um fator que deve ser observado nesse sistema é a espessura da cola que deve sempre ser pequena, da ordem do milímetro. (Souza e Ripper 1998).

Isso ocorre devido à resistência do concreto à tração, pois é ela que condiciona a resistência última da ligação, sendo perigoso estabelecer esse tipo de reforço para concretos com $f_{ck} < 17,5 \text{ MPa}$. De acordo com Souza e Ripper (1998), as principais considerações para o reforço com chapas coladas são:

- Não exceder a espessura máxima de cola que é de 1,5 mm;
- Não ultrapassar a espessura de 3 mm das chapas, salvo quando utilizados dispositivos de ancoragem especiais (buchas metálicas expansivas, em particular);
- Não superar em 50% o incremento a ser obtido nos esforços resistentes, comparada à situação anterior ao reforço.

Segundo Cánovas (1998) apud Relvas (2004), os defeitos mais comuns com relação às falhas de aderência ocorrem por efeito de esforço cortante superficial na união aço x adesivo e por tensão de tração na união adesivo x concreto. O adesivo deve possuir módulo de elasticidade transversal menor nos apoios de vigas para combater o efeito de esforço cortante e resistência à tração por aderência maior que 1,5 MPa no meio do vão, onde os esforços de flexo tração são maiores. É possível também a utilização de perfis metálicos, que conforme Cánovas (1988) é talvez uma das técnicas mais antigas dentro do campo dos reforços. Para reforço de pilares utilizam-se geralmente perfis metálico tipo cantoneira, mas também se podem utilizar perfis tipo “U”, menos frequentes por exigir maior peso em aço.

Quando utilizados perfis tipo cantoneiras (Figura 2.47), estes devem ser colocados nos quatro cantos do pilar e unidos lateralmente entre si por meio de presilhas soldadas e a parte superior

do pilar nesse tipo de reforço é terminada com um capitel metálico e a parte inferior com uma base metálica. A garantia de que o sistema entrará em carga antes que o concreto atinja a ruptura, somente se dará com a perfeita união e rigidez de todo o conjunto da base e do capitel ao concreto das vigas, das lajes ou das fundações.

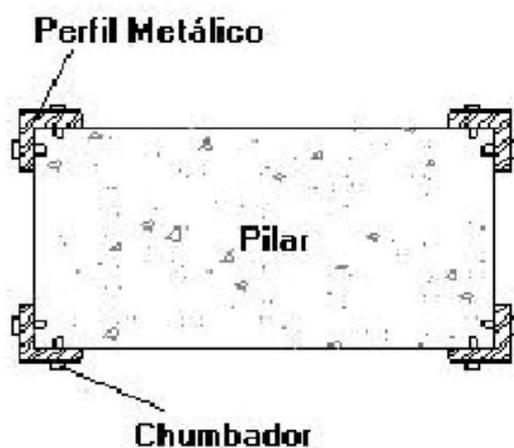


Figura 2.47 – Reforço utilizando cantoneiras metálicas (Rigazzo, 2003).

Para promover essa união é utilizada, como no reforço por meio de chapas coladas, uma argamassa epoxídica; ela servirá como camada rígida que transmitirá as cargas, eliminando os contatos pontuais. A execução deste tipo de reforço segue a seguinte metodologia:

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

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

Hoje em dia existem pesquisas referentes à utilização de concreto de alto desempenho para reforço de pilares de concreto armado, devido a sua pouca utilização nesse tipo de serviço. As principais características do reforço por encamisamento de concreto de alto desempenho (CAD) são:

- alta resistência;
- baixa tenacidade do material;
- espessura de camisa relativamente pequena devido às características acima citadas (Figura 2.48).

Segundo ACI 363 (1991) apud Takeuti (1999), define-se (CAD) como o concreto que possui resistência à compressão, medida em corpos de prova cilíndricos, maior que 41 MPa.

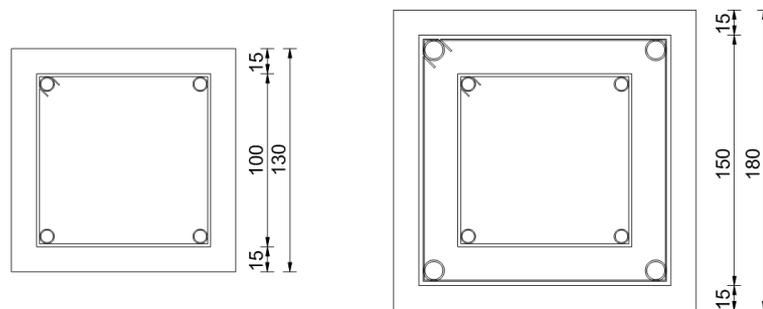


Figura 2.48 – Pilar com as dimensões anterior (esquerda) e posterior (direita) ao reforço (Takeuti, 1999)

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

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) têm sido utilizados largamente nas indústrias aeronáutica, aeroespacial e automobilística a um certo tempo, sendo que na construção civil ele teve seu desenvolvimento tecnológico no Japão devido à ocorrência do terremoto que abalou a cidade de Kobe na metade da década de 90.

Esse fato fez com que as autoridades japonesas reforçassem as construções existentes, principalmente as estruturas do sistema viário, como pontes e viadutos, utilizando essa técnica. Essa técnica tem se mostrado um sistema inovador, de fácil execução e com resultados que impressionam, tanto em relação ao aumento da ductilidade, quanto em relação ao aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais. A tabela 5 lista as principais características dos PRFC.

Tabela 5 – Características dos PRFC

Baixo Peso	Acréscimo insignificante de peso morto à estrutura.
Não corrosivo	Grande durabilidade, pouca manutenção.
Mínima espessura	Mínimo acréscimo nas dimensões dos elementos estruturais, facilidade para ocultar o reforço.
Facilidade de Instalação	Economia de custo e redução dos tempos de paralisação.
Fonte única de suporte	Qualidade garantida pelo uso de componentes integrados.

Fonte: Modificado Teprem (2006)

A grande maioria dos reforços utilizando PRFC é executada em pilares (Figuras 2.49 e 2.50), com a função de melhorar o seu desempenho principalmente em pontes e viadutos, reforçando-os em meio confinante pelas folhas de fibras de carbono.



Figura 2.49 – Pilares reforçados com o sistema PCRf. (Rogertec, 2006).

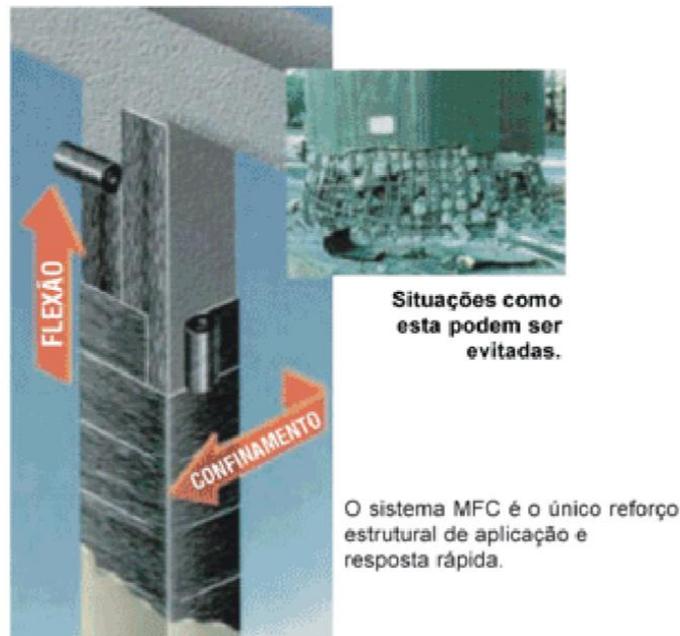


Figura 2.50 – Sistema PRFC (Rogertec, 2006).

Esta tecnologia pode ser empregada também em lajes e vigas para aumento de capacidade resistente à flexão e ao esforço transversal. Para esse tipo de estrutura deve-se tomar muito cuidado no que diz respeito ao desenvolvimento dos detalhes a serem observados no sistema de amarração do compósito, bem como na análise detalhada das tensões de deslizamento na interface entre o compósito e o concreto. Comercialmente, encontrada em folhas flexíveis pré-impregnadas, onde os feixes de filamentos de fibras de carbono são dispostos de forma contínua e aderidos a essa folha impregnada com pequena quantidade de resina epoxídica, com espessuras da ordem de décimos de milímetros.

Forma-se o compósito de fibra de carbono, quando adicionada à resina de colagem, formando-se assim uma matriz de alta resistência, no entanto essa resina deve possuir dureza e resistência para transferir o esforço de corte entre a folha e o concreto, mas deve ser também suficientemente elástica para prevenir a ruptura frágil nesta interface. Para garantir o sucesso no reforço com PRFC, deve-se observar cuidadosamente a qualidade de aplicação do produto sobre a superfície do concreto. O sistema PRFC é constituído de várias camadas como mostra a Figura 2.51.

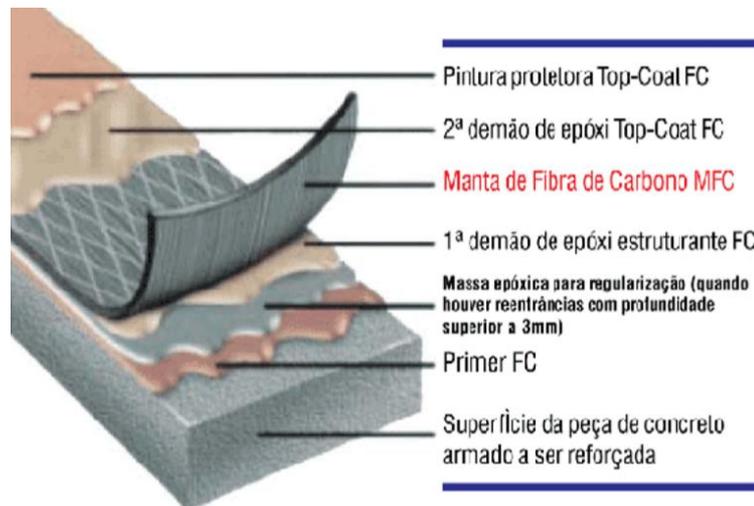


Figura 2.51 – Sistema PRFC (Rogertec, 2006).

Ao contrário da superfície áspera, condição ideal para realização de reparos com concreto e argamassa, neste sistema deseja-se uma superfície lisa, obtida por meio de esmerilhadeira, procurando somente remover a fina camada de nata de cimento que se forma na superfície das estruturas de concreto e a remoção de sujeiras, para que haja a perfeita aderência da camada de concreto da interface. Na fase de limpeza da superfície, os cantos vivos de pilares quadrados devem ser arredondados com auxílio da esmerilhadeira de forma a apresentarem um raio de curvatura mínima da ordem de 30 mm (Souza e Ripper, 1998).

Após a fase de preparação da superfície, pode-se iniciar a aplicação do primário esperando aproximadamente uma hora para a aplicação das demais camadas, nessa ordem: resina de colagem, folha flexível de fibras de carbono e a camada final de resina de recobrimento das fibras, observando a retirada cuidadosa do excesso de resina. Nas próximas fotos é mostrado um resumo do processo de aplicação do sistema PRFC sobre pilares que serão ensaiados.



Figura 2.52 – Remoção de sujeira por lixamento (esquerda) e posterior limpeza com jato de ar comprimido (direita) – (Rigazzo, 2003).



Figura 2.53 – Limpeza com estopa umedecida (esquerda) e aplicação da resina primária (direita) – (Rigazzo, 2003).



Figura 2.54 – Aplicação da manta e da resina de colagem (esquerda) e por final aplicação de resina saturante (direita) – (Rigazzo, 2003).

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

CAPÍTULO 3

ESTUDO DE CASO - REFORÇO ESTRUTURAL DE PILAR (RESIDENCIAL DALLAS)

3.1 DADOS DA OBRA

Obra: Residencial Dallas

Localização: Estrada de Porto Acre, S/N – Bairro Alto Alegre, Rio Branco Acre.

Área construída: 2.949,00 m²

3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA

O estudo de caso deste trabalho avalia o reforço de pilares numa obra localizada na cidade de Rio Branco, no bairro Alto Alegre. Esta obra é composta de um prédio residencial em estrutura de concreto armado composta de um térreo, que é utilizado como garagens, e mais dois andares que são utilizados como moradias (Figura 3.1). E resistência do concreto de sua estrutura foi considerada de 25 MPa, que foi resultado do valor médio das medianas dos testes de esclerometria.

O prédio foi construído, segundo relatos de vizinhos, no final da década de 90 e foi desocupado dez anos depois por apresentar patologias estruturais. E até hoje o prédio encontra-se desocupado porque ainda não foi encontrada uma solução de reparo e/ou reforço estrutural para o mesmo, seja ela de demolir ou de recuperar o prédio.



Figura 3.1 – Vista frontal do prédio

3.3 METODOLOGIA

Esta pesquisa baseou-se em realizar uma modelagem computacional da estrutura existente. Ou seja, realizou-se um levantamento das características estruturais que a mesma tem atualmente, bem como, levantamento arquitetônico e dimensões das estruturas que compõem o edifício, tendo como objetivo analisar de forma global o comportamento estrutural da mesma e identificar os possíveis problemas de dimensionamento dos pilares da estrutura.

Uma vez identificado esses problemas estruturais, realizou-se um redimensionamento de toda a estrutura, com o objetivo de obter uma situação ideal, aqui denominada de situação de projeto. E dessa forma, conflitar as duas situações, situação atual e situação de projeto, objetivando-se aplicar o reforço estrutural nos elementos que necessitem de complementos de concreto e/ou armadura.

3.3.1 A constatação do problema

Durante as visitas realizadas no prédio observou-se que uma grande quantidade dos elementos estruturais do mesmo já foram investigados. Pois, observaram-se escarificações nos pilares, vigas e lajes, resultados de investigações anteriores. Fato que facilitou a identificação das armaduras existentes e espaçamento das mesmas. Uma vez apontadas as dimensões e armaduras de todos os pilares existentes do prédio fez-se a modelagem computacional do prédio no software Eberick V6 (Figura 3.2).

Em posse das duas situações atual e o da situação de projeto, fez-se uma comparação, onde notou-se que os pilares centrais estão submetidos às maiores responsabilidades estruturais. Fato este que foi constatado na análise estrutural, pois os mesmos apresentam um déficit de concreto e também de armadura. Este foi o propulsor da escolha da tecnologia de reforço aplicado no prédio, que foi o encamisamento de concreto armado. Pois, como estes pilares estão faceando com o poço de ventilação “Shaft” e possui uma das quatro faces livre, facilita a execução desta alternativa. (Figura 3.3).

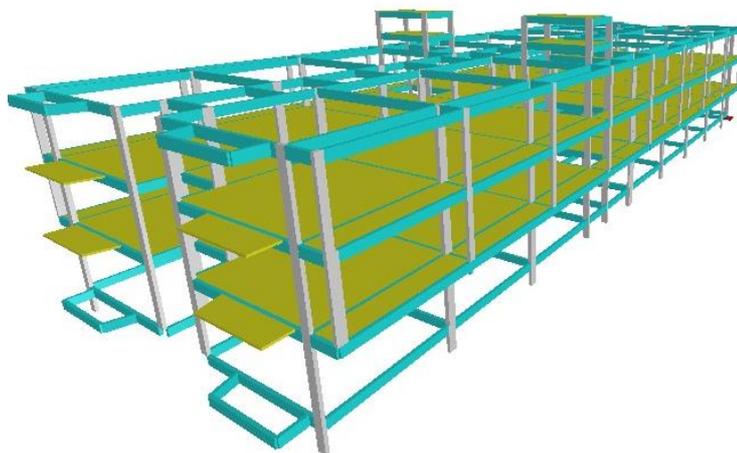


Figura 3.2 – Modelagem computacional da estrutura do prédio

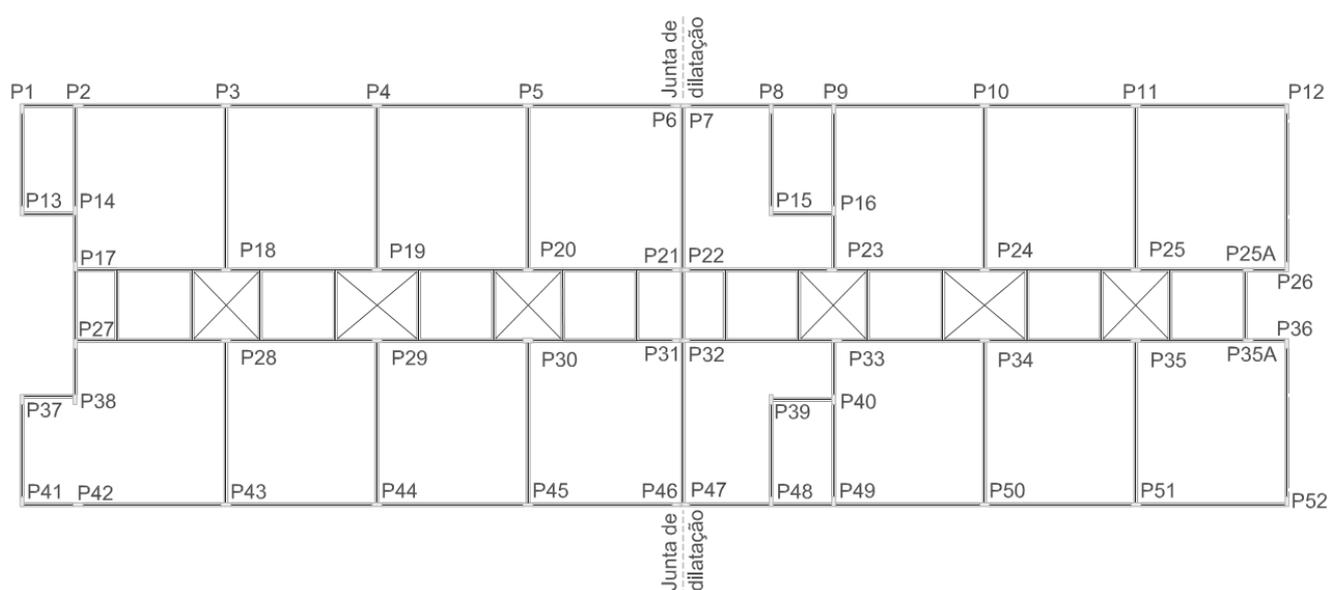


Figura 3.3 – Planta de fôrmas do pavimento Fundações do prédio.

Como critério, analisaram-se os doze pilares centrais, que possuem maior responsabilidade estrutural. Os mesmos estão localizados no vão central do prédio, e os pilares restantes permaneceram com as mesmas características originais, pois não foram observadas anomalias nos mesmos. E assim, redimensionará todos os pilares do prédio. Os parâmetros para o dimensionamento dos pilares foram:

- Classe de agressividade: II (Moderada);
- Dimensão do agregado: 19 mm;
- Fck: 25 MPa;

Tabela 6 – Análise da situação atual

Dados			
Pilar	Seção (mm)	N _d (kN)	Resultado do processamento
P18	150 x 400	581,2	Área de concreto insuficiente
P19	150 x 400	519,9	
P20	150 x 400	646,3	
P23	150 x 400	333,4	
P24	150 x 400	546,0	
P25	150 x 400	543,3	
P28	150 x 400	573,1	
P29	150 x 400	528,4	
P30	150 x 400	634,8	
P33	150 x 400	341,2	
P34	150 x 400	537,5	
P35	150 x 400	510,3	

Na análise realizada com a situação atual do prédio observou-se que os pilares estudados P18, P19, P20, P23, P24, P25, P28, P29, P30, P33, P34 e P35 estão com uma área de concreto insuficiente para resistir à carga solicitada (N_d), (Tabela 6). Portanto, será necessário redimensioná-los, a fim de encontrar a área de concreto necessária e conseqüentemente a armadura ideal para absorver os esforços atuantes e transmitir assim até as fundações do prédio.

Tabela 7 – Situação de projeto

Dados			Resultados		
Pilar	Seção (mm)	N _d máx (kN)	% armadura total	Configuração da armadura principal	Estribo
P18	250 x 400	581,2	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P19	250 x 400	519,9	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P20	250 x 400	646,3	0,7	6 ø 12,5	ø 5,0 c/ 15
P23	250 x 400	333,4	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P24	250 x 400	546,0	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 11
P25	250 x 400	543,3	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 11
P28	250 x 400	573,1	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P29	250 x 400	528,4	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P30	250 x 400	634,8	0,7	6 ø 12,5	ø 5,0 c/ 15
P33	250 x 400	341,2	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P34	250 x 400	537,5	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P35	250 x 400	510,3	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12

Diante dessa situação, os pilares P18, P19, P20, P23, P24, P25, P28, P29, P30, P33, P34 e P35 foram redimensionados. Aumentando sua área de concreto armado de 150x400 para 250x400.

Obtendo-se, assim, uma nova configuração de armadura que é fruto do dimensionamento dos pilares. (Tabela 7). Portanto, em face das duas situações, situação atual e situação de projeto, obtêm-se parâmetros suficientes para a escolha da solução de reforço estrutural mais adequado.

3.3.2 O reforço

A solução adotada para aumentar a resistência desses pilares foi o reforço por meio de encamisamento de concreto armado. Essa técnica é relativamente simples, pois usa os materiais mais comuns da construção civil, que são o aço e o concreto. Isso faz com que o custo da reabilitação seja bastante competitivo quando comparado a outras técnicas, sendo uma das mais utilizadas no Brasil. Este reforço é muito empregado devido às suas vantagens econômicas e facilidades na execução. Porém, produz elementos finais de dimensões superiores às iniciais, e exige tempo de espera para que o reforço atinja a resistência conveniente antes da liberação das ações na parte estrutural reforçada (PÁDUA, 2012).

O reforço de pilares pode ser feito a partir do aumento de sua seção transversal com concreto de resistência adequada e com a utilização de armaduras longitudinais e transversais adicionais. Neste caso, o acréscimo de seção será em apenas uma face do pilar, ou seja, irá envolver parcialmente a seção original da estrutura existente. A figura 3.4 ilustra a configuração do reforço que irá ser adotada no esforço dos pilares.

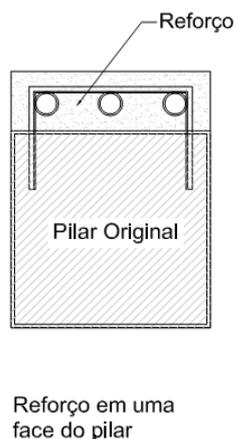


Figura 3.4 – Configuração de reforço adotado.

Essa solução foi adotada, com a finalidade de aumentar a área de concreto e de armadura dos pilares. E nesse caso, optou-se em utilizar-se do reforço em uma face do pilar, pelo fato de os mesmos possuírem uma face exposta, faceando com o “shaft”.

3.3.2.1 Projeto do Reforço

Para atender às características desejadas, redimensionaram-se os pilares da seguinte maneira:

✓ Considerando que os pilares atuais tem uma dimensão de:

- Dimensão: $150 \times 400 = 60.000 \text{ mm}^2$;
- Armadura: $6 \times 10 \text{ mm} = 471 \text{ mm}^2$.

Para aplicação da solução de reforço adotada, utilizou-se o redimensionamento de armadura mais desfavorável, a fim de padronizar na execução.

✓ Resultado do redimensionamento (Cálculos Eberick):

- Dimensão: $250 \times 400 = 100.000 \text{ mm}^2$;
- Armadura: $6 \times 12,5 \text{ mm} = 736 \text{ mm}^2$.

✓ Déficit de Concreto e Armadura:

- Déficit de Concreto: $(100.000 \text{ mm}^2 - 60.000 \text{ mm}^2) = 40.000 \text{ mm}^2$;
- Déficit de Armadura: $(736 \text{ mm}^2 - 471 \text{ mm}^2) = 265 \text{ mm}^2$.

✓ Solução Adotada, conforme figura 3.5:

- Concreto: Realizar um encamisamento de $100 \times 400 = 40.000 \text{ mm}^2$;
- Armadura: Aumentar 4 barras de 10 mm = 314 mm^2 .

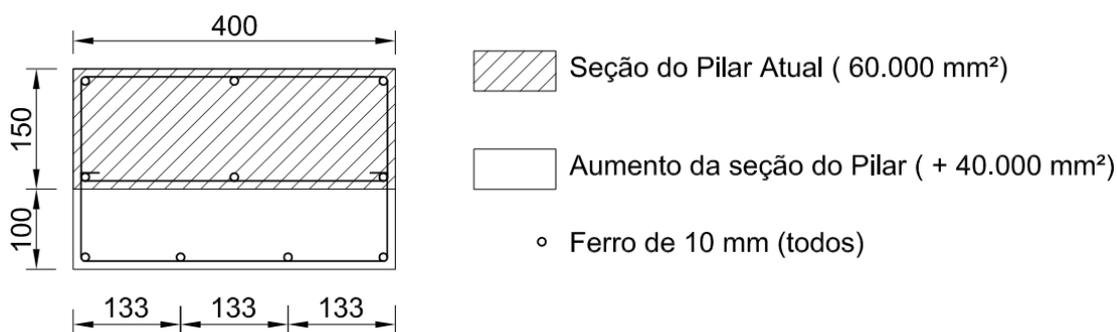


Figura 3.5 – Detalhe da configuração do reforço adotado.

O encamisamento será realizado com a adição de 40.000 mm^2 de concreto e também com adição de 4 barras de aço de 10 mm que corresponde a uma área adicional de armadura de $3,14 \text{ cm}^2$. A fusão do novo concreto com o concreto já existente será feita através de uma escarificação, a fim de aumentar a aderência entre os mesmos, também será necessária a realização de furos no pilar existente para penetração dos estribos, que será fixado com resina epóxi, conforme Figura 3.6.

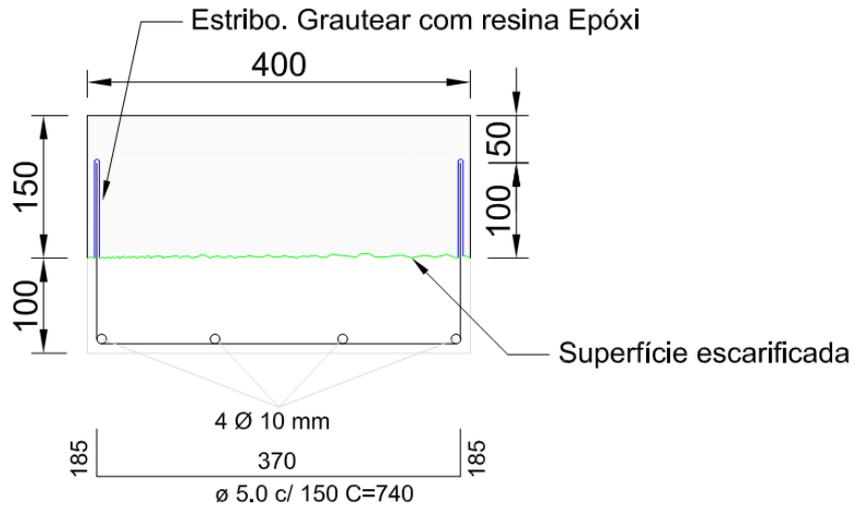


Figura 3.6 – Detalhe construtivo do reforço.

3.3.2.2 Procedimentos executivos

Para que o encamisamento dos pilares tenha eficiência, será necessário obedecer aos seguintes procedimentos:

- a) Primeiramente deverá ser retirado todo revestimento presente na estrutura (emboço e cerâmica);
- b) Em seguida, escarificar a superfície de concreto até a profundidade de 5 mm;
- c) Depois, posicionadas as armaduras. No caso da ancoragem das barras das armaduras longitudinais e de cisalhamento, os furos no concreto devem estar isentos de poeira e umidade para receber o adesivo estrutural;
- d) A seguir, executam-se as formas;
- e) Finalmente, realiza-se a concretagem.

Como resultado da análise estática linear do redimensionamento da estrutura do prédio, obtiveram-se os deslocamentos horizontais na direção X e Y (Tabela 8 e 9). E os coeficientes Gama-Z na direção X e Y são de 1,05 e 1,07, Respectivamente. (Tabela 10).

Tabela 8 – Deslocamentos Horizontais quanto às verificações

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (mm)	13.000,0			
Deslocamento limite (mm)	7,6			
Deslocamento característico (mm)	7,6	-7,6	12,8	-12,8
y1	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento frequente (mm)	2,3	-2,3	3,8	3,8

Tabela 9 – Deslocamentos Horizontais quanto aos pavimentos

Pavimento	Altura (mm)	Deslocamento frequente (mm)		Diferença (mm)						Limite (mm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Laje da tampa reservatório	1500	2,3	-2,3	3,8	-3,8	0,1	-0,1	0,1	-0,1	1,8
Lajes do fundo reservatório	1000	2,1	-2,2	3,7	-3,7	0,8	-0,8	-0,2	0,2	1,2
Vigas cobertura	3000	1,3	-1,3	3,9	-3,9	0,3	-0,3	0,8	-0,8	3,5
Pavimento 2	3000	1,0	-1,0	3,1	-3,1	0,4	-0,4	1,2	-1,2	3,5
Pavimento 1	3200	0,6	-0,6	1,9	-1,9	0,6	-0,6	1,7	-1,7	3,8
Fundações	1300	0,1	-0,1	0,2	-0,2	0,1	-0,1	0,2	-0,2	1,5

Tabela 10 – Imperfeições Geométricas Globais quanto aos parâmetros

Parâmetros	Direção X	Direção Y
Altura total da edificação (mm)	13.000	
Nº de pilares contínuos	54	
Combinação vertical	G1+G2+A+Q	
Gama-Z	1,05	1,07
Ângulo mínimo	1/400	1/400
Ângulo adotado	1/505	1/505

Tabela 11 – Imperfeições Geométricas Globais quanto aos pavimentos

Pavimento	Carga vertical (kN)	Carga aplicada (kN)		Deslocamento (mm)	
		X	Y	X	Y
LAJE DA TAMPA RESERVATÓRIO	123,3	0,1	0,1	0,6	0,9
LAJES DO FUNDO RESERVATÓRIO	402,7	0,7	0,7	0,6	0,8
VIGAS COBERTURA	1149,9	2,2	2,2	0,5	0,9
PAV2	6279,3	12,4	12,4	0,5	0,7
PAV1	6106,3	12,0	12,0	0,3	0,5
FUND	734,8	1,4	1,4	0,0	0,1

Em relação às características mecânicas dos materiais empregados do dimensionamento foi utilizado:

- ✓ Resistência característica do concreto aos 28 dias de 25 MPa
- ✓ Módulo de Elasticidade de 28.000 MPa
- ✓ O peso específico para o concreto armado é de 25 kN/m³. Segundo NBR 6118 (2007) em seu item 8.2.2

A tabela 12 apresenta um relatório dos resultados do dimensionamento de todos os pilares existentes no prédio.

Tabela 12 – Relatório dos resultados do redimensionamento dos Pilares.

fck = 25 MPa

E = 28.000 MPa

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Dados			Resultados		
Pilar	Seção (mm)	Nd máx (kN)	% armadura total	Configuração da armadura principal	Estribo
P1	150 x 400	126,3	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P2	150 x 400	327,4	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P3	150 x 400	566,1	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P4	150 x 400	565,2	2,0	6 ø 16,0	ø 5,0 c/ 15
P5	150 x 400	415,6	1,0	8 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P6	150 x 400	307,8	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P7	150 x 400	237,9	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P8	150 x 400	277,3	1,6	12 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P9	150 x 400	415,6	1,0	8 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P10	150 x 400	593,9	1,8	14 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P11	150 x 400	630,5	1,8	14 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P12	150 x 400	330,8	1,6	12 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P13	150 x 400	72,6	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P14	150 x 400	270,8	1,0	8 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P15	150 x 400	276,2	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P16	150 x 400	347,7	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P17	150 x 400	214,0	1,6	12 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P18	250 x 400	581,2	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P19	250 x 400	519,9	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P20	250 x 400	646,3	0,7	6 ø 12,5	ø 5,0 c/ 15
P21	150 x 400	353,5	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P22	150 x 400	258,5	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P23	250 x 400	333,4	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P24	250 x 400	546,0	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 11
P25	250 x 400	543,3	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 11
P25A	150 x 400	259,4	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P26	150 x 400	148,2	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P27	150 x 400	218,1	1,6	12 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P28	250 x 400	573,1	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P29	250 x 400	528,4	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P30	250 x 400	634,8	1,1	14 ø 10,0	ø 5,0 c/ 15
P31	150 x 400	366,3	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P32	150 x 400	277,9	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P33	250 x 400	341,2	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P34	250 x 400	537,5	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P35	250 x 400	510,3	0,5	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P35A	150 x 400	265,9	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P36	150 x 400	147,1	1,0	8 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P37	150 x 400	72,9	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P38	150 x 400	274,0	1,0	8 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12
P39	150 x 400	279,4	0,8	6 ø 10,0	ø 5,0 c/ 12

Continuação da tabela 12 - Relatório dos resultados do redimensionamento dos Pilares.

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E = 28.000 \text{ MPa}$ $\text{Peso Espec} = 2500.00 \text{ kgf/m}^3$

Dados			Resultados		
Pilar	Seção (mm)	Nd máx (kN)	% armadura total	Configuração da armadura principal	Estribo
P40	150 x 400	363,1	0,8	6 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P41	150 x 400	123,9	0,8	6 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P42	150 x 400	321,7	1,8	14 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P43	150 x 400	566,9	1,0	8 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P44	150 x 400	543,3	2,5	12 ϕ 12,5	ϕ 5,0 c/ 15
P45	150 x 400	415,6	1,0	8 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P46	150 x 400	315,9	0,8	6 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P47	150 x 400	243,4	0,8	6 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P48	150 x 400	283,2	1,6	12 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P49	150 x 400	411,0	1,0	8 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P50	150 x 400	596,9	1,8	14 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12
P51	150 x 400	583,2	1,2	6 ϕ 12,5	ϕ 5,0 c/ 15
P52	150 x 400	343,1	1,0	8 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/ 12

A partir das informações de esforços normais e de momentos fletores, obtidos no software Eberick V6 e também considerando os resultados do redimensionamento, foram determinadas as envoltórias de todos os pilares reforçados, com a utilização da planilha Concrete Column Design Parameters (2.000) de autoria do Professor Dr. Jason Charalambides da Universidade Wisconsin-Madson, EUA. As figuras (4.1 a 4.12) mostram as envoltórias nas situações de antes e depois do reforço proposto. Conforme resultados, nota-se que os pilares mais centrais possuem maior responsabilidade estrutural. Também, nota-se que o reforço proposto atende todos os pilares.

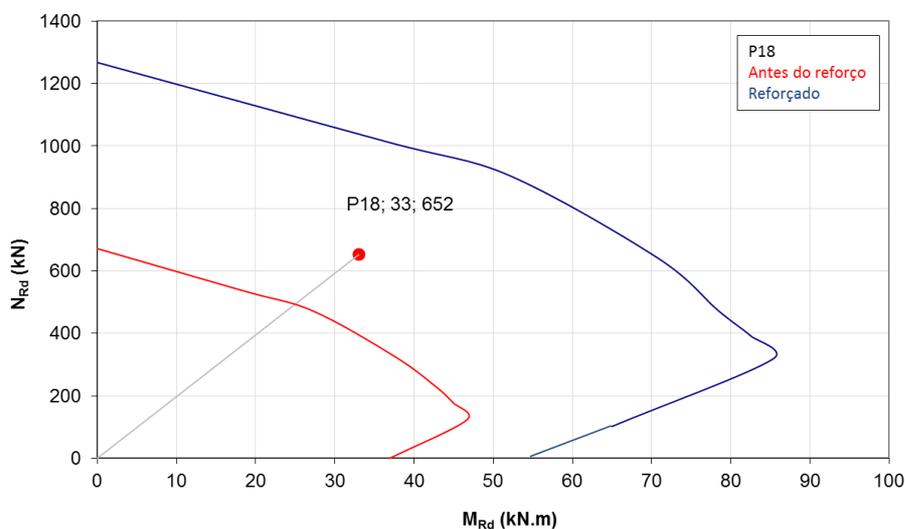


Figura 4.1 – Envoltória do Pilar P18.

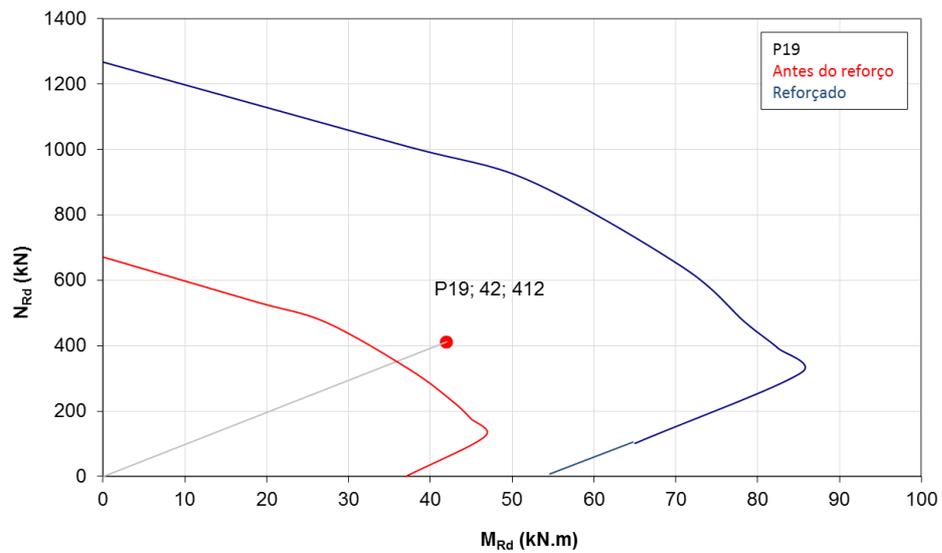


Figura 4.2 – Envoltória do Pilar P19.

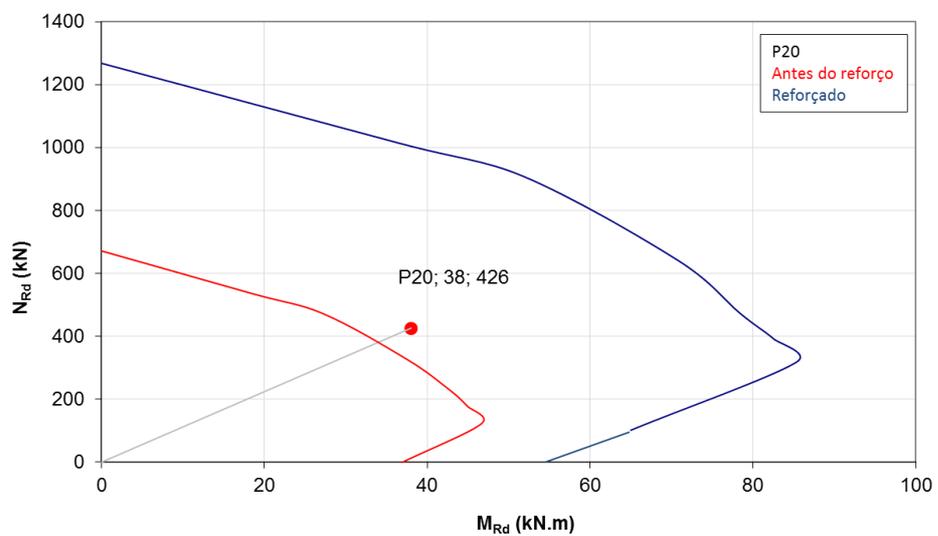


Figura 4.3 – Envoltória do Pilar P20.

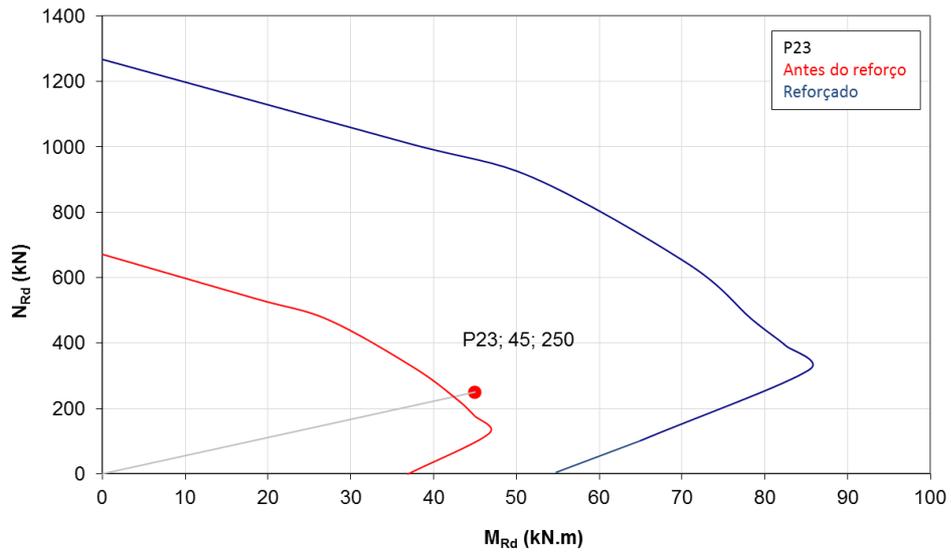


Figura 4.4 – Envoltória do Pilar P23.

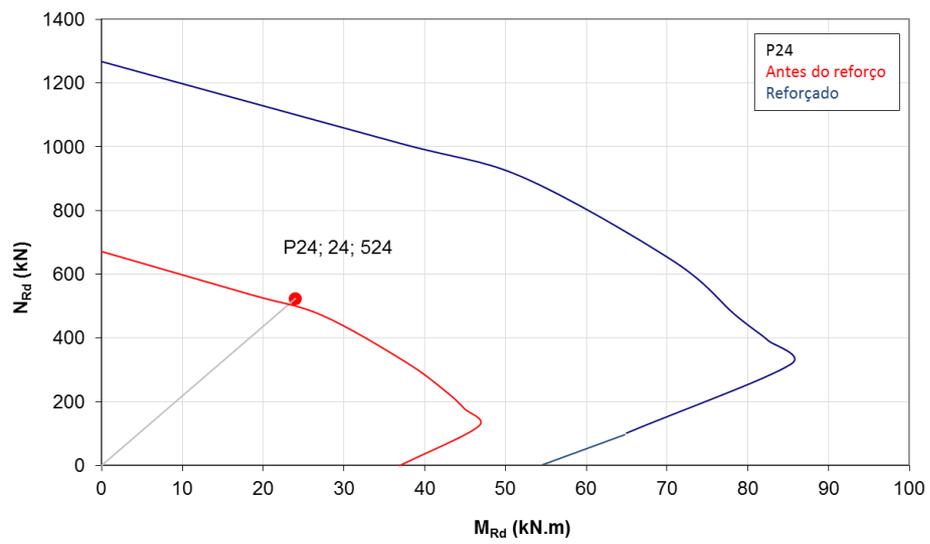


Figura 4.5 – Envoltória do Pilar P24.

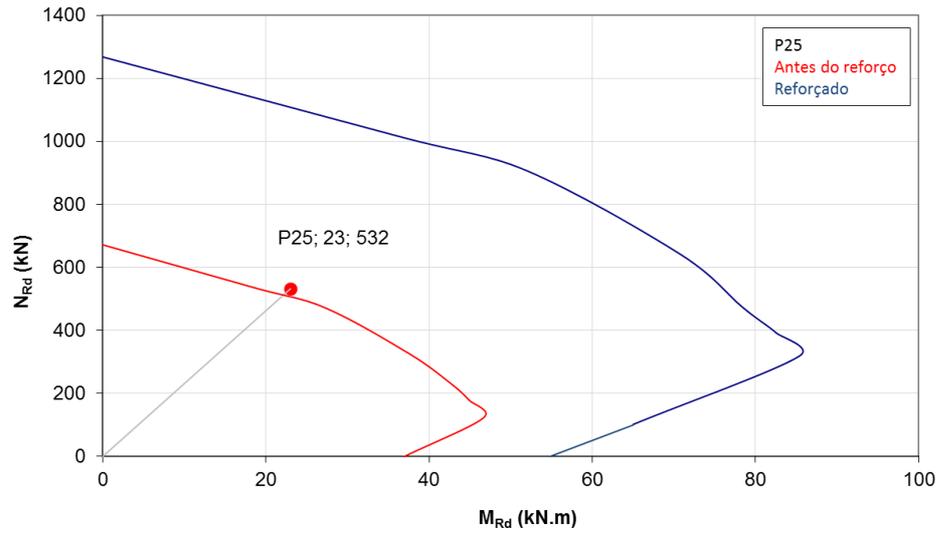


Figura 4.6 – Envoltória do Pilar P25.

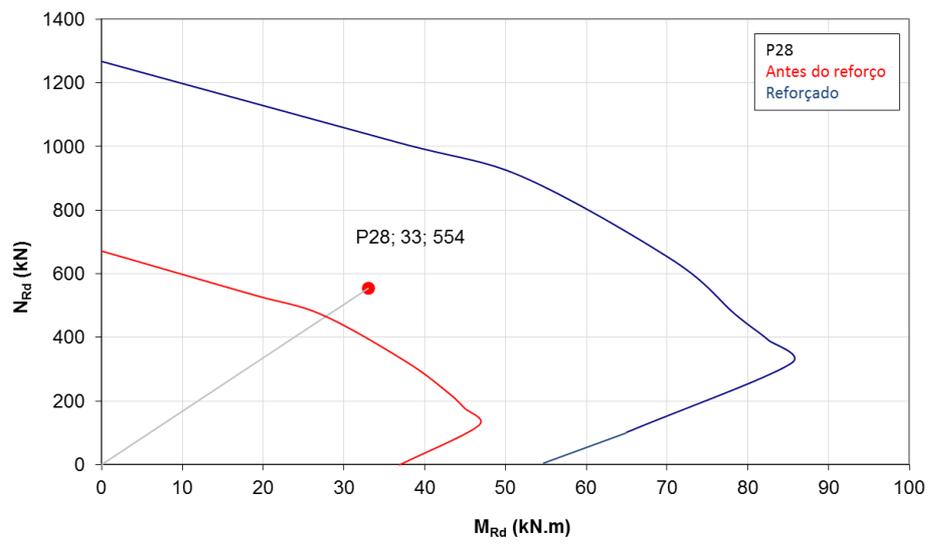


Figura 4.7 – Envoltória do Pilar P28.

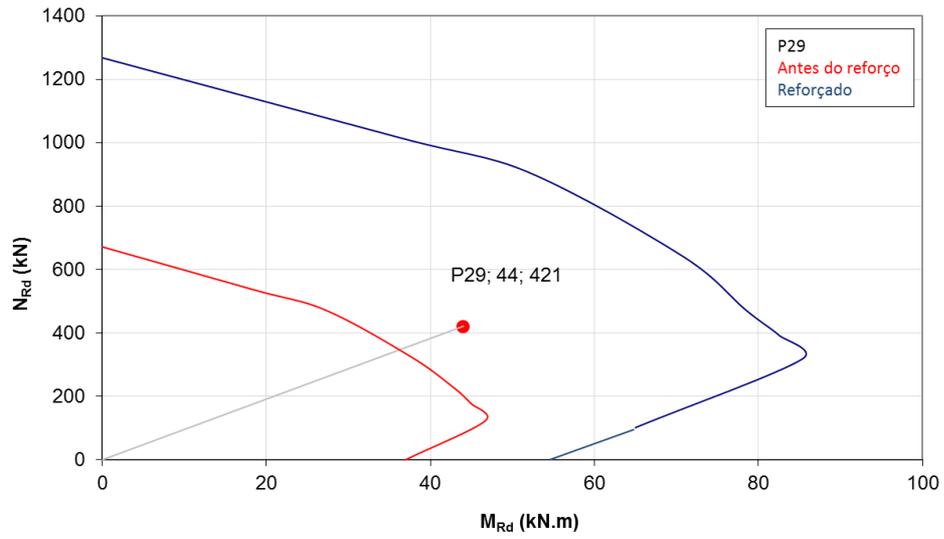


Figura 4.8 – Envoltória do Pilar P29.

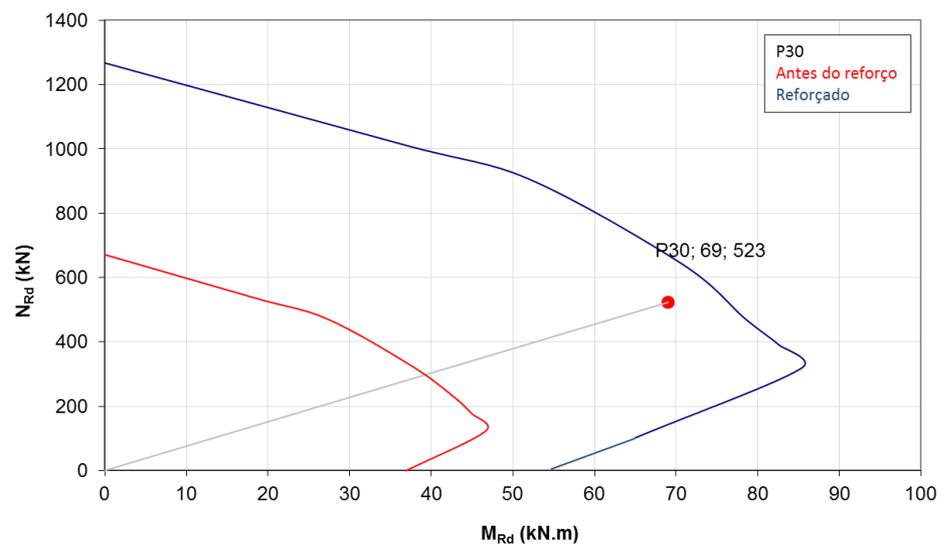


Figura 4.9 – Envoltória do Pilar P30.

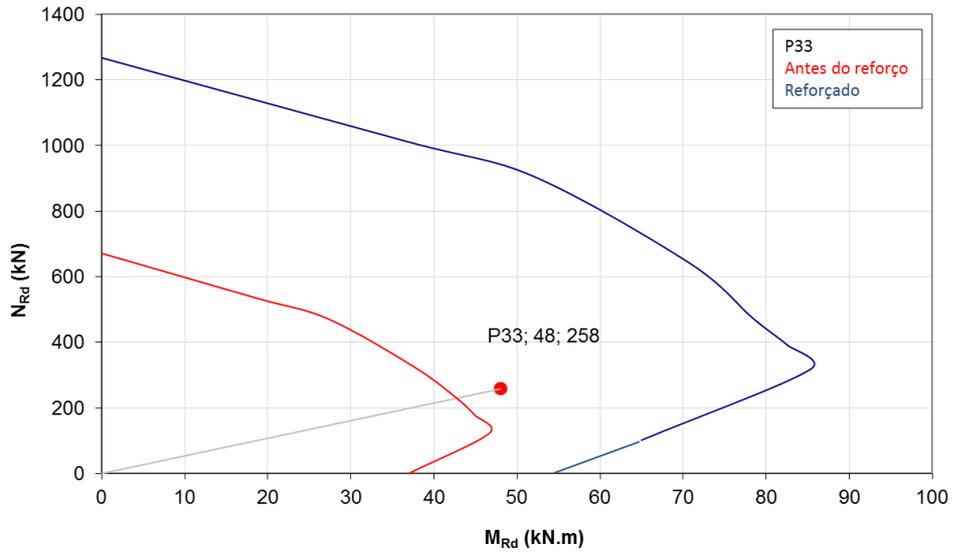


Figura 4.10 – Envoltória do Pilar P33.

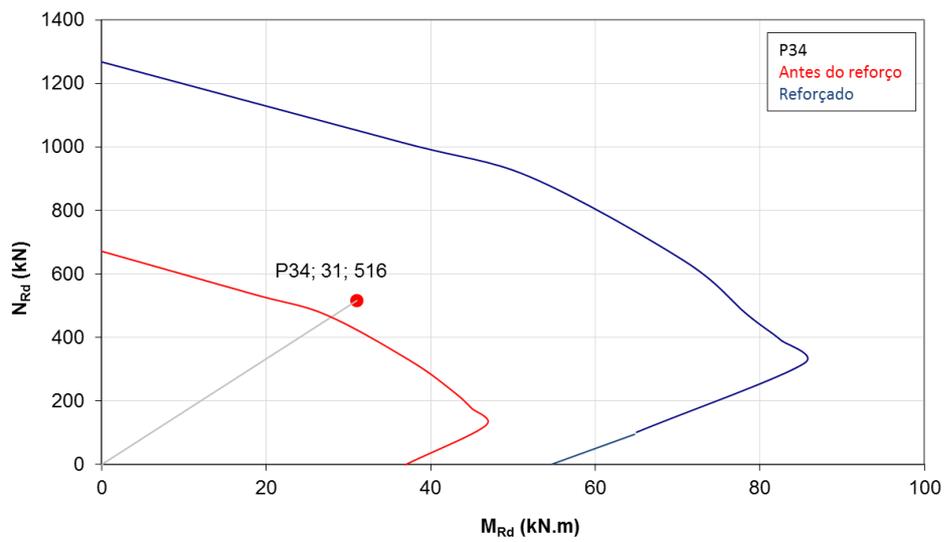


Figura 4.11 – Envoltória do Pilar P34.

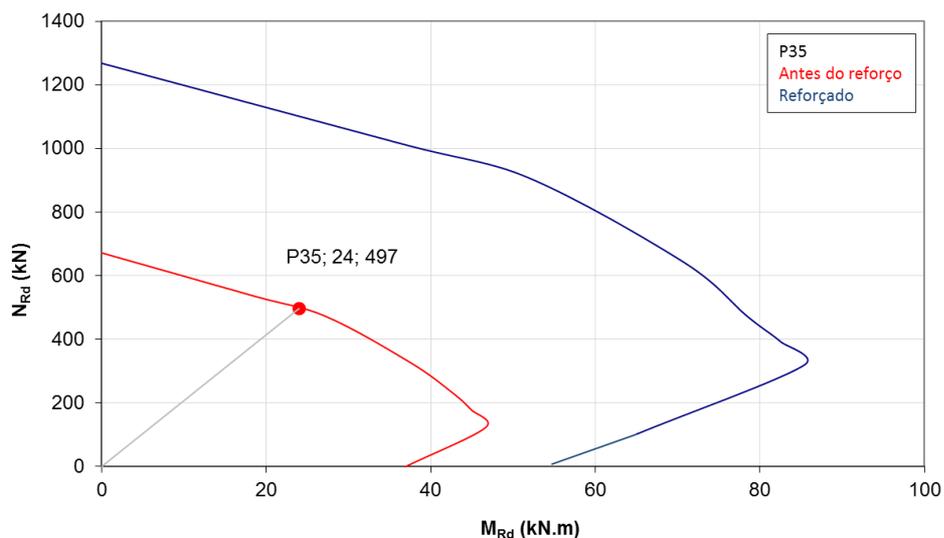


Figura 4.12 – Envoltória do Pilar P35.

Em uma análise crítica deste trabalho, ressaltando-se que o reforço refere-se apenas aos pilares que foram analisados, que foram os pilares P18, P19, P20, P23, P24, P25, P28, P29, P30, P33, P34 e P35 (Figura 4.13). Determinaram-se os quantitativos de concreto (Tabela 13) e quantitativos de aço (Tabela 14).

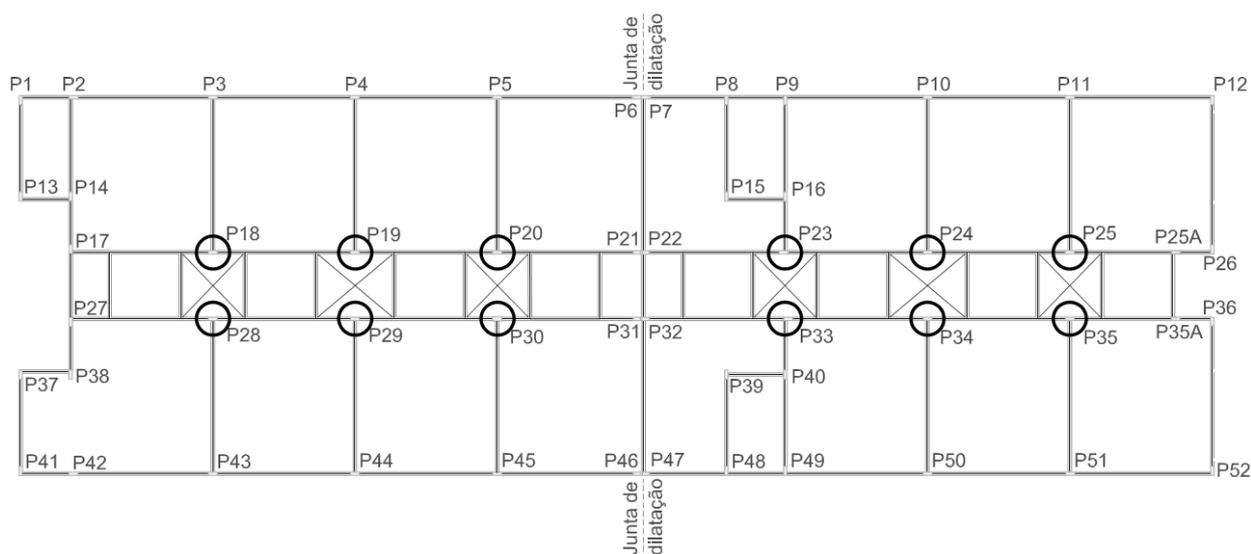


Figura 4.13 – Planta de forma do pavimento tipo localizando os pilares analisados.

Tabela 13 – Determinação do quantitativo de concreto.

Pilar	Situação Atual						Situação de Projeto						Volume de Concreto							
	Pavimento						Pavimento						(m³)							
	Comprimento (pé direito)						Comprimento (pé direito)													
	Fundação		Pav. 01		Pav. 02		Fundação		Pav. 01		Pav. 02		Situação Atual			Situação de Projeto				
	3200		3000		3000		3200		3000		3000		Fundação	Pav. 01	Pav. 02	Fundação	Pav. 01	Pav. 02		
a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	Fundação	Pav. 01	Pav. 02	Fundação	Pav. 01	Pav. 02	
P18	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P19	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P20	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P23	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P24	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P25	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P28	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P29	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P30	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P33	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P34	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
P35	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	0,192	0,180	0,180	0,320	0,300	0,300		
Total por Pavimento													2,304	2,160	2,160	3,840	3,600	3,600		
Total por situação (atual / projeto)																6,624				11,040
Quantidade de concreto de será adicionado no projeto de reforço (m³)																			4,416	

Tabela 14 – Determinação do quantitativo de aço.

Pilar	Situação Atual						Situação de Projeto						Situação de Projeto						
	Pavimento						Pavimento						Armadura adicionada no reforço						
	Comprimento (pé direito)						Comprimento (pé direito)						Fundação		Pav. 01		Pav. 02		
	Fundação		Pav. 01		Pav. 02		Fundação		Pav. 01		Pav. 02		Long.	Estribo	Long.	Estribo	Long.	Estribo	
	3200		3000		3000		3200		3000		3000		Ø 10,00	Ø 5,0	Ø 10,00	Ø 5,0	Ø 10,00	Ø 5,0	
a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	Ø 10,00	Ø 5,0	Ø 10,00	Ø 5,0	Ø 10,00	Ø 5,0		
P18	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P19	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P20	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P23	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P24	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P25	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P28	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P29	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P30	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P33	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P34	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
P35	150	400	150	400	150	400	250	400	250	400	250	400	12,800	15,787	12,000	14,800	12,000	14,800	
Total por Pavimento													153,600	189,440	144,000	177,600	144,000	177,600	
Quantidade total de ferro de Ø 10,0 mm que será adicionado no projeto de reforço (m)																			441,600
Quantidade total de ferro de Ø 5,0 mm que será adicionado no projeto de reforço (m)																			544,640

Dessa forma, percebe-se que o reforço estrutural proposto exigirá um consumo de concreto de resistência característica de 25 MPa de 4,416 m³ e de aço de Ø 10 mm de 442 m, que corresponde a 278 kg e de Ø 5,0 mm de 545 m, que corresponde a 87 kg. Vale apenas ressaltar que, estes quantitativos de materiais reflete apenas no reforço aplicado nos pilares citados. Portanto, não retrata o valor global de reforço do prédio, pois, seria necessário um estudo nos outros elementos estruturais.

Neste trabalho mostrou-se uma técnica de reforço em peças estruturais, que se baseia em encamisamento da estrutura de concreto armado. Como constatado, essa técnica é relativamente simples e, um sistema de fácil execução. Procedimento que qualquer profissional com conhecimento mínimo de construção seja capaz de realizar, pois não requer mão de obra especializada nem insumos de difícil acesso no mercado da construção civil.

Antes de ter como solução o uso de encamisamento - bem como qualquer outro tipo, para qualquer tipo de problema/defeito patológico - é necessário o amplo conhecimento da relação causa/efeito dos problemas para o melhor entendimento da situação e a escolha correta do sistema de reabilitação.

Uma vez aplicada a solução de reforço mais adequada para determinado caso, contribuiremos assim para diminuir as demolições de construções, muitas vezes antigas, com valor histórico agregado. Concomitantemente, haverá uma contribuição menor para as unidades de tratamento de resíduos sólidos da localidade. Portanto, percebe-se que neste estudo de caso é melhor realizar a intervenção de reforço estrutural que demolir todo o prédio e construir outro. Pois, apesar de destacarmos apenas o reforço de pilares, que considerando apenas o insumo concreto e aço representam uma porcentagem média de 0,16% do valor total da obra, conforme planilhas detalhadas no capítulo quatro deste trabalho – se nota também que além dos benefícios econômicos há uma redução no tempo de execução e redução de mão de obra.

Na cidade de Rio Branco, estima-se que existam cerca de umas cinco situações semelhantes a este prédio estudado. Portanto, se esta metodologia for aplicada aos demais casos, mesmo que aplicada técnicas diferente, pode-se esperar uma evolução nos sistema de reforço estrutural do estado. Contribuindo assim, para um redirecionamento de recursos, principalmente público, para as áreas mais necessitantes a exemplo de saúde e educação.

Conclui-se com este trabalho que há uma infinidade de técnicas e procedimentos para se adotar num trabalho de reforço ou recuperação, e que a cada dia, surgem novas técnicas e aprimoramentos das já conhecidas, portanto fica este trabalho em aberto, para complementação com as novas descobertas desta área, que muito ainda há de se pesquisar. Portanto, pretende-se

com este trabalho conscientizar a sociedade local a se habituar a novas tecnologias que visam o aprimoramento do mercado e que este trabalho seja um piloto para outros semelhantes.

O setor da construção civil é fundamental para o desenvolvimento econômico e social do país. Por isso, da importância de tomar medidas que garantam a sua qualidade, nomeadamente no que à cobertura de danos diz respeito. A realidade nacional carece de um sistema de responsabilidades e garantias que confira uma maior proteção aos proprietários de novos imóveis, bem como de imóveis alvos de obras manutenção, reparos e reabilitação.

5.1 RESPONSABILIDADE JURÍDICA PELOS DEFEITOS, SOLIDEZ E SEGURANÇA

Embora o prédio deste estudo tenha sido desocupado após dez anos, por não apresentar segurança aos ocupantes, ou seja, após o prazo legal de garantia que é de cinco anos, o construtor não se exime da culpabilidade. Pois, a responsabilidade do fornecedor, tratando-se de vício oculto, não se restringe aos prazos do art. 26 do CDC, mas, sim, deve observar o tempo médio de vida útil do bem, conforme jurisprudência do STJ.

5.2 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

Sugestões para futuras pesquisas caso se pretenda continuar com a abordagem do assunto:

- ✓ Realizar uma pesquisa de custos para a aplicação da solução adotada, encamisamento com concreto armado;
- ✓ Realizar um trabalho de comparação com outras alternativas existentes no mercado;
- ✓ Realizar esta mesma metodologia abordada nesse trabalho, aplicada a outros elementos estruturas, como vigas e lajes.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: manutenção de edificações; procedimentos. Rio de Janeiro, 1999, 6 p.

_____. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto; procedimentos. Rio de Janeiro, 2003, 170 p.

_____. NBR 6484: solo - sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001, 17 p.

_____. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996, 33 p.

_____. NBR 8036: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983, 3 p.

_____. NBR 8545: execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos ou blocos cerâmicos.

_____. NBR 9061: segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro, 1985, 31 p.

_____. NBR 14931: execução de estruturas de concreto; procedimento. Rio de Janeiro, 2004, 40 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 1 Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 2 Coleta, preparação e periodicidade de ensaios de amostras de agregados para concreto. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 3 Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 4 Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 5 Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR 15577: Agregados – reatividade álcali-agregado – Parte 6 Determinação da expansão em prismas de concreto. Rio de Janeiro, 2008, 11 p.

_____. NBR ISO 9000: sistemas de gestão da qualidade; fundamentos e vocabulário. Rio de Janeiro, 2005, 32 p.

_____. NBR ISO 9001: sistemas de gestão da qualidade; requisitos. Rio de Janeiro, 2000, 21 p.

_____. NBR ISO 9004: sistemas de gestão da qualidade; diretrizes para melhorias de desempenho. Rio de Janeiro, 2000, 48 p.

BAUER, L.A.F. Materiais de Construção. Rio de Janeiro, 1987.

BRASIL. Lei nº 10.406, de 10 de janeiro de 2002. Código Civil Brasileiro. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 11 jan. 2002. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 09 mai. 2012.

_____. Decreto-Lei nº 2848, de 7 de dezembro de 1940. Código Penal. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 31 dez. 1940. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 09 mai. 2012.

_____. Decreto-Lei nº 3688, de 3 de outubro de 1941. Lei das Contravenções Penais. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 3 out. 1941. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 09 mai. 2012.

_____. Lei nº 8078, de 11 de setembro de 1990. Dispõe sobre a proteção do consumidor e dá outras providências. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 12 set. 1990. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 10 mai. 2012.

_____. Lei nº 10406, de 10 de janeiro de 2002. Institui o Código Civil. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 11 jan. 2002. Disponível em: <<https://www.planalto.gov.br/>>. Acesso em: 09 mai. 2012.

CÁNOVAS, M. F. Patologia e Terapia do Concreto Armado. São Paulo:PINI, 1988. 520 p.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações – mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 1989. 498 p.

CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnica eletroquímicas. São Paulo: PINI, 1997. 237 P.

CONFEA. Decisão normativa nº 69, de 23 de março de 2001. Dispõe sobre aplicação de penalidades aos profissionais por imperícia, imprudência e negligência e dá outras providências. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 5 abr. 2001. Disponível em:<<http://www.confea.org.br/normativos>>. Acesso em: 10 de jun. 2008.

_____. Resolução nº 1002, de 26 de novembro de 2002. Adota o Código de Ética Profissional da Engenharia, da Arquitetura, da Agronomia, da Geologia, da Geografia e da Meteorologia e dá outras providências. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 12 dez. 2002. Disponível em:<<http://www.confea.org.br/normativos>>. Acesso em: 10 de jun. 2008.

_____.Lei nº 5194, de 24 de dezembro de 1966. Regula o exercício das profissões de Engenheiro, Arquiteto e Engenheiro-Agrônomo, e dá outras providências. Diário Oficial [da] República do Brasil, Brasília, DF, 27 dez. 1966. Disponível em: <<http://www.confea.org.br/normativos>>. Acesso em: 10 de jun. 2008.

DAL MOLIN, D.C.C. Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamentos de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil - UFRGS, Porto Alegre,1988.

DEGUSSA. Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto. 2003. Ed. Red. Reabilitar. São Paulo, 2003.

DEL MAR, C. P. Falhas, Responsabilidades e Garantias na Construção Civil. São Paulo. PINI, 2007. 366p.

FIGUEIREDO, E. P. Terapia das Construções de Concreto: metodologia de avaliação de sistemas epóxi destinados à injeção de fissuras passivas das estruturas de concreto. 1989. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.

FIUZA, R. (Coord.). Novo código civil comentado. São Paulo: Editora Saraiva, 2002.

GIL, A.C. Como elaborar projetos de pesquisa. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GONÇALVES, C.R. Responsabilidade Civil. 8. ed. São Paulo: Saraiva, 2003.

GUIMARÃES, L.E. Avaliação comparativa de grau de deterioração de edificações – estudo de caso: prédios pertencentes à Universidade Federal de Goiás. 2003. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Goiás, Goiânia, 2003.

HASPARYK, N. P. Investigação de concretos afetados pela reação álcali agregado e caracterização avançada do gel exsudado. 2005. 326 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

HELENE, P.R.L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. São Paulo, 1993, 271p. Tese (Livre Docência). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto, estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1994. 572 p.

MEIRELLES, H. L. Direito de Construir. 9. ed. São Paulo; Malheiros, 2005.

MELHADO, S. B. Qualidade do projeto na construção de edifícios: aplicação ao caso das empresas de incorporação e construção. 1994. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

MELHADO, S. B. Etapas do desenvolvimento, coordenação do projeto e Interface com a etapa de produção. Notas de Aula. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, PCC-2301: Gestão de Produção na Construção Civil.

MICHALISZYN, M.S.; TOMASINI, R. Pesquisa: orientação e normas para elaboração de projetos, monografias e artigos científicos. 2. ed. Petrópolis, RJ; Vozes, 2005.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. 1. Ed. Oficina de Textos, 2005. 207p.

NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. 2. ed. São Paulo; PINI, 1997. 732 p.

RIPPER, E. Como evitar erros na construção. 2. ed. São Paulo: PINI, 1986. 122 p.

SABBATINE, F. H. As fissuras com origem na interação vedação estrutura. In: Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios Verticais – EPUSP, 1998. Anais ...São Paulo, p. 169-186.

SOUZA, R. et al. Qualidade na aquisição de materiais e execução de obra. São Paulo: PINI, 1996. 275 p.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI, 1998. 255 p.

STOCO, R. Tratado de responsabilidade civil: com comentários ao Código Civil de 2002. 6. ed. São Paulo: Revista dos Tribunais, 2004.

THOMAZ, E. Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção. São Paulo: PINI, 2001. 449 p.

_____. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: PINI, 1989. 194 p.

VALDUGA, L. Reação álcali-agregado - mapeamento de agregados reativos do estado de São Paulo. Campinas, 2002. 225 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações, Vol. 1: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais. São Paulo. Oficina de Tetos. 2004. 225p.

VERÇOZA, E.J. Patologia das Edificações. Porto Alegre: Sagra, 1991. 173 p.

YAZIGI, W. A técnica de edificar. 5. ed. São Paulo: PINI, 2003. 669

APÊNDICE A - Resumo dos Programas habitacionais no Estado do Acre

Modelo	Unidades (casas/ kit's) CARTILHA	Sub-Programa	Ação/Empreendimento	PREVISÃO			DESEMBOLSO			Valor Total do Investimento - Previsto	Valor Total do Investimento - Desembolsado		
				Valor do Repasse (Fonte 200)	Valor de CP	Valor de Operação de Crédito (Fonte 500)	Valor do Repasse (Fonte 200)	Valor de CP	Valor de Operação de Crédito (Fonte 500)				
HABITAÇÃO SOCIAL	2064	ZONA DE ATENDIMENTO PRIORITÁRIO	Flávio Batista/Papouco	8.035.845,83	2.803.234,76	-	8.035.845,83	2.803.234,76	-	10.839.080,59	10.839.080,59		
			João Eduardo II/Papouco	7.770.678,75	2.023.983,05	-	7.770.678,75	2.023.983,05	-	9.794.661,80	9.794.661,80		
			Calafate (Ibson Ribeiro/Papouco - Pró-Moradia I	5.606.699,82	1.163.111,14	-	5.606.699,82	1.163.111,14	-	6.769.810,96	6.769.810,96		
			Calafate (Ibson Ribeiro/Papouco)	9.782.499,22	1.637.017,12	-	9.782.499,22	1.637.017,12	-	11.419.516,34	11.419.516,34		
			Papouco/Preventório - Pró Moradia II	12.180.000,00	2.044.291,46	-	12.180.000,00	2.044.291,46	-	14.224.291,46	14.224.291,46		
			Papouco/Preventório - Emenda de Bancada	15.214.853,67	1.690.539,30	-	15.214.853,67	1.690.539,30	-	16.905.392,97	16.905.392,97		
			Papouco/Preventório - Recursos Próprios	-	8.636.805,09	-	-	8.636.805,09	-	8.636.805,09	8.636.805,09		
			Remanso	6.415.976,47	646.552,94	-	6.415.976,47	646.552,94	-	7.062.529,41	7.062.529,41		
			Nossa Sra. Das Graças	5.565.692,22	626.743,58	-	5.565.692,22	626.743,58	-	6.192.435,80	6.192.435,80		
			Emenda Parlamentar 2009 - Rio Branco - 600 casas	29.668.600,00	2.296.511,11	-	29.668.600,00	2.296.511,11	-	31.965.111,11	31.965.111,11		
			500/mês - Bolsa Auxilio Moradia Transitória	-	1.080.000,00	-	-	1.080.000,00	-	1.080.000,00	1.080.000,00		
	I - Chico Mendes	12.566.080,00	4.059.571,22	533.463,81	13.145.823,74	2.888.503,44	533.463,81	17.159.115,03	16.567.790,98				
	II - Conquista	15.194.968,32	2.890.304,77	286.198,88	10.263.178,90	916.530,28	286.198,88	18.371.471,98	11.465.908,06				
	III - Iq. Fundo	28.317.399,89	6.017.092,96	260.000,00	15.006.925,07	5.170.260,93	260.000,00	34.594.492,85	20.437.186,00				
	IV - Palmeiral	21.854.000,00	5.705.807,38	440.496,09	14.014.259,33	4.043.340,41	440.496,09	28.000.303,47	18.498.095,82				
	V - Santa Inês	13.858.764,05	4.484.718,40	420.956,00	11.861.855,98	2.970.739,77	420.956,00	18.764.438,45	15.253.551,75				
	VI - Cafetal	5.143.864,78	2.327.306,99	361.764,80	5.183.167,33	1.161.839,95	361.764,80	7.832.936,57	6.706.772,08				
				SUB TOTAL	197.175.923,02	50.133.591,27	2.302.879,58	169.716.056,33	41.800.004,32	2.302.879,58	249.612.393,87	213.818.940,23	
	1389	PRÓ-MUNICÍPIO	Casas		11.328.200,15				11.328.200,15		11.328.200,15	11.328.200,15	
			Kit's Habitacionais		5.290.398,50				5.290.398,50		5.290.398,50	5.290.398,50	
			SUB TOTAL		16.618.598,65				16.618.598,65		16.618.598,65	16.618.598,65	
	791	PROGRAMA SOCIAL DE HABITAÇÃO	PSH-Pulverizadas II	2.089.242,80	547.744,80	-	2.089.242,80	547.744,80	-	2.636.987,60	2.636.987,60		
			Habitação BNDES	100.172,03	100.172,03	-	100.172,03	100.172,03	-	100.172,03	100.172,03		
Apoio a produção de habitação			1.119.245,41	243.398,87	-	1.119.245,41	243.398,87	-	1.362.644,28	1.362.644,28			
Fundo Estadual de Habitação - FEH			-	1.428.837,92	-	-	1.428.837,92	-	1.428.837,92	1.428.837,92			
Emenda Parlamentar			493.100,00	280.901,93	-	493.100,00	280.901,93	-	774.001,93	774.001,93			
Habitação BNDES			4.997.014,37	555.223,82	-	4.997.014,37	555.223,82	-	5.552.238,19	5.552.238,19			
		SUB TOTAL	8.698.602,58	3.156.279,37	-	8.698.602,58	3.156.279,37	-	11.854.881,95	11.854.881,95			
HABITAÇÃO POPULAR	194	PRÓ-MORADIA	Região Oeste	5.600.000,00	721.954,36	546.782,90	4.541.675,38	250.033,30	546.782,90	6.868.737,26	5.338.491,58		
			Região Floresta	17.946.508,18	2.470.747,84	8.775.277,91	13.819.219,91	2.470.747,84	8.775.277,91	29.192.533,93	25.065.245,66		
			Região Norte	7.281.176,55	701.176,55	421.819,66	350.842,31	62.560,45	421.819,66	8.404.172,76	835.222,42		
			Região Portal de Amazônia	8.400.000,00	1.725.900,28	6.675.818,20	8.010.890,02	1.563.548,82	6.675.818,20	16.801.718,48	16.250.257,04		
			Aroeira	-	-	5.112.641,09	-	-	5.053.603,24	-	5.112.641,09	5.053.603,24	
			Andirá	8.234.667,34	1.008.023,29	5.824.338,81	1.929.297,02	1.086.846,32	3.834.949,72	15.067.029,44	6.851.093,06		
					SUB TOTAL	47.462.352,07	6.627.802,33	27.356.678,57	28.651.924,64	5.433.736,73	25.308.251,63	81.446.832,96	59.393.913,00
			192	MINHA CASA, MINHA VIDA (ASSOCIATIVO)	Araçá		960.000,00			960.000,00		960.000,00	960.000,00
					960.000,00			960.000,00		960.000,00	960.000,00		
	3139	MINHA CASA, MINHA VIDA - PMCMV	Estrada do São Francisco - Lote I	7.995.000,00	1.200.571,29	-	7.995.000,00	1.200.571,29	-	9.195.571,29	9.195.571,29		
Estrada do São Francisco - Lote II			6.630.000,00	1.406.344,45	-	6.630.000,00	1.406.344,45	-	8.036.344,45	8.036.344,45			
Loteamento Rosa Linda III			7.644.000,00	2.833.345,32	-	7.644.000,00	2.833.345,32	-	10.477.345,32	10.477.345,32			
Loteamento Rosa Linda II			7.566.000,00	2.824.593,72	-	7.566.000,00	2.824.593,72	-	10.390.593,72	10.390.593,72			
Residencial Macaúá			8.112.000,00	988.873,52	-	8.112.000,00	988.873,52	-	9.100.873,52	9.100.873,52			
Loteamento Juarez Tavora			9.983.999,99	2.769.516,57	-	9.983.999,99	2.769.516,57	-	12.753.516,56	12.753.516,56			
Parque dos Sabiás			8.424.000,00	1.293.692,84	-	8.424.000,00	1.293.692,84	-	9.717.692,84	9.717.692,84			
Residencial Abunã			5.304.000,00	811.796,64	-	5.304.000,00	811.796,64	-	6.115.796,64	6.115.796,64			
Eldorado Quixadá			5.538.000,00	1.120.611,20	-	5.538.000,00	1.120.611,20	-	6.658.611,20	6.658.611,20			
ENGEL - Loteamento Rosa Linda I			5.850.000,00	2.127.499,20	-	5.850.000,00	2.127.499,20	-	7.977.499,20	7.977.499,20			
Custódio Freire - BS Construtora			9.750.000,00	1.987.500,00	-	9.750.000,00	1.987.500,00	-	11.737.500,00	11.737.500,00			
		SUB TOTAL	4.173.000,00	642.000,00	-	4.173.000,00	642.000,00	-	4.815.000,00	4.815.000,00			
		SUB TOTAL	86.969.999,99	20.006.344,75	-	86.969.999,99	20.006.344,75	-	106.976.344,74	106.976.344,74			
TOTAL										R\$ 467.469.052,17	R\$ 409.622.678,56		