



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO
PRÓ-REITORIA DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO
AFETADOS PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO
- A EXPERIÊNCIA DO RECIFE.**

EDUARDO ALVES DE OLIVEIRA GOMES

Recife

2008

EDUARDO ALVES DE OLIVEIRA GOMES

**RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO
AFETADOS PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO
- A EXPERIÊNCIA DO RECIFE.**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial, exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Concentração em Engenharia das Construções, orientado pelos Professores Romilde Almeida de Oliveira e Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte.

Recife

2008

G633r

Gomes, Eduardo Alves de Oliveira

Recuperação estrutural de blocos de fundação afetados pela reação álcali-agregado : a experiência do Recife / Eduardo Alves de Oliveira Gomes ; orientadores Romilde Almeida de Oliveira e Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte, 2008.

136 f. : il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco. Pró-reitoria Acadêmica. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, 2008.

1. Reação álcalis-agregados. 2. Blocos (Materiais de construção). 3. Construção civil – Recife – Região metropolitana do (PE). I. Oliveira, Romilde Almeida de. II. Fonte, Antônio Oscar Cavalcanti da. III. Título.

CDU 666.972.11

EDUARDO ALVES DE OLIVEIRA GOMES

**RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO
AFETADOS PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO
- A EXPERIÊNCIA DO RECIFE.**

Dissertação de Mestrado submetida ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Concentração de Engenharia das Construções.

Aprovada por:

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D. Sc.
(Orientador - Engenharia Civil – UNICAP)

Prof. Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte, D. Sc.
(Co-orientador - Engenharia Civil – UNICAP)

Prof. José Orlando Vieira Filho, D. Sc.
(Examinador interno - Engenharia Civil - UNICAP)

Prof. Normando Perazzo Barbosa, Dr. Ing.
(Examinador externo – Engenharia Civil – UFPB)

Recife, PE - Brasil

Dezembro de 2008

RESUMO

As primeiras obras de engenharia que se tem notícia que foram afetadas pela Reação Álcali-Agregado foram pontes e pavimentos no estado da Califórnia, EUA, nos anos de 1920 a 1930. Este diagnóstico foi proposto por Stanton, T.E., em 1940. A partir daí, vários estudos foram apresentados, dando suporte a essa hipótese. De 1940 até 2008 vários outros países, inclusive o Brasil, diagnosticaram casos de RAA em diversas obras de Engenharia, principalmente em barragens. No Recife, Pernambuco, a partir do ano 2000, várias ocorrências foram diagnosticadas como RAA em blocos de fundação. Inicialmente foram observadas em bases de torres de refrigeração de uma indústria e, posteriormente, nos blocos de fundação da Ponte do Pina. No ano de 2004, houve a ruptura do Edifício Areia Branca, de 12 andares, com 27 anos de idade, na vizinha cidade de Jaboatão, por problemas de falhas construtivas nas fundações. Este fato trouxe grande preocupação aos moradores de vários edifícios da região, que passaram a solicitar vistorias técnicas nas fundações dos mesmos. Em cerca de 30 prédios, onde foram observados blocos fissurados, as causas foram atribuídas à RAA. Tendo em vista a falta de registro de casos semelhantes na literatura técnica internacional e que a modelagem teórica do problema ainda não está resolvida satisfatoriamente, tem-se contado com soluções intuitivas dos engenheiros estruturais. Neste trabalho mostram-se quatro exemplos de obras no Recife afetadas pela RAA, detalhando as fases de detecção, diagnóstico, estudos e pesquisas, que resultaram no projeto de soluções para recuperação estrutural dos blocos de fundação, contando com procedimentos que constam, de forma geral, de limpeza e preenchimento das trincas, reforço com armadura suplementar e encamisamento dos blocos. Ao final, chama-se a atenção para a necessidade de evoluir nas análises estruturais dos blocos de fundação, para comprovar se a ação da RAA é a única responsável pelo quadro fissuratório observado nas fundações pesquisadas na Região Metropolitana do Recife, ou se há, porventura, outras patologias associadas.

ABSTRACT

The first engineering works reported as being affected by Alkali-Aggregate Reaction (AAR) were pavements and bridges in the state of California - USA, in the 1920's. This diagnosis was proposed by Stanton, T.E., in 1940. From then on, many studies had been presented, supporting that hypothesis. From 1940 to nowadays many other countries, including Brazil had been diagnosing hundreds of cases of AAR in many different types of engineering works, mainly in dams. In Recife, Pernambuco, from the year 2000, many occurrences have been identified as AAR in pile caps. Initially they were observed in the basis of industrial cooling towers and in the pile caps of the Pina Bridge. In 2004, occurred in the neighbor city of Jaboatao the rupture of the Areia Branca Building, a 12 storey, 27 year-old, concrete construction, caused by constructive imperfections in the foundation of the columns. Many people that live in buildings worried much about this fact and asked technical inspections in the foundations. About 30 buildings presented various cracks and the cause is attributed to AAR. Because of the absence of registration of similar cases in the international literature and because the theoretical modelling of the problem is not yet satisfactorily solved, the structural engineers have been presenting intuitive solutions. In this paper four examples of solutions for structural repair of pile caps are showed, using in all of them common procedures, like: cleaning and fulfilling the cracks, addition of steel bars and covering the pile caps with a concrete layer in all surfaces. At the end it is talked about the need to increase the pile caps structural analysis, to verify if the AAR is the only responsible for the fissures in the pile caps, or if there are other associated pathologies.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelas oportunidades que tem me concedido ao longo da minha vida.

À minha família: meus pais Josué e Conceição, *in memoriam*, e meus irmãos, pelas oportunidades, através da educação, e a minha esposa, Cecília e meus filhos, Renata, Adriana, Daniel e Carla, pela compreensão, disponibilidade e interesse em ajudar.

Aos meus orientadores, Romilde e Oscar pela orientação e acompanhamento durante este trabalho.

Ao Prof. Dr. Paulo Helene, pela sugestão da abordagem ao tema escolhido e pela atenção dispensada nas eventuais consultas.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, pela dedicação, e em especial à Professora Maria da Graça V. Xavier Ferreira, pela sua paciência em repassar conhecimentos de Geologia.

Aos funcionários dos laboratórios, da secretaria e da biblioteca da Católica pela sua dedicação e apoio.

Aos colegas e amigos conquistados neste período, na Católica: Aliomar, Almai, Diogo, Jason, Wellington e em especial ao colega Sergio Paiva pela grande contribuição neste trabalho no repasse dos conhecimentos de Química e Informática.

Ao amigo Engenheiro Luis Arnaldo T. Pessoa de Melo, *in memoriam*, proprietário da CONCREPOXI Engenharia Ltda., pela valiosa colaboração em ceder material técnico, fotográfico e conhecimentos a respeito da obra de recuperação da Ponte do Pina.

Aos Engenheiros João Asfura Nassar, José do Patrocínio Figueirôa e Tibério Andrade pelas informações valiosas a respeito de obras que prestaram consultoria e ao Engenheiro Zoroastro Soares, proprietário da Betonpoxi pelas informações e fotografias de uma das obras citadas neste trabalho.

À EMLURB – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, da Prefeitura da Cidade do Recife, pela liberação parcial para participar do curso de mestrado e pagamento de parte dos custos do curso.

Aos colegas, engenheiros da EMLURB, Armando Carneiro do Rego e Ricardo Fausto, pela cessão de material técnico e acervo fotográfico da obra da Ponte do Pina.

Ao Engenheiro Normando Perboire pela cessão de bibliografia, paciência e apoio no repasse de conhecimentos sobre o assunto do trabalho.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 A REAÇÃO	11
1.2 HISTÓRICO	11
1.2.1 RAA NO MUNDO	11
1.2.2 RAA NO BRASIL	13
1.2.3 RAA NO RECIFE	13
1.3 MOTIVAÇÃO DO TRABALHO	14
1.4 OBJETIVOS DO TRABALHO	16
1.5 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS SEGUINTE	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 TIPOS DE REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADO	18
2.2 FATORES NECESSÁRIOS PARA A OCORRÊNCIA DA RAS	19
2.3 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RAS: TEMPERATURA E ESTADO DE TENSÃO	20
2.4 MECANISMO DAS REAÇÕES ÁLCALI-SÍLICA E ÁLCALI - SILICATO	20
2.5 DIAGNÓSTICO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	32
2.5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIOS	33
2.5.2 ENSAIOS DE CAMPO	47
2.6 PREVENÇÃO E NEUTRALIZAÇÃO DA RAA	50
2.6.1 ESCOLHA DE AGREGADOS NÃO REATIVOS	50
2.6.2 UTILIZAÇÃO DE ADIÇÕES MINERAIS	50
2.6.3 UTILIZAÇÃO DE ADIÇÕES QUÍMICAS	51
2.7 CONTROLE E INSTRUMENTAÇÃO DA RAA	51
2.8 AÇÕES RETARDADORAS E MITIGADORAS	53
2.8.1 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS	53
2.8.2 MEMBRANAS	54
2.8.3 REFORÇOS ESTRUTURAIS	54
2.8.4 LIBERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES	55
2.8.5 DEMOLIÇÃO E RECONSTRUÇÃO	55
3 RAA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE	56
3.1 PONTE PAULO GUERRA, RECIFE/PE	56
3.1.1 RELATÓRIO TÉCNICO N.01-EST/99, ELABORADO PELA FADE/UFPE	56
3.1.1.1 Introdução	56
3.1.1.2 Descrição da ponte	56
3.1.1.3 Principais danos observados na estrutura	58
3.1.1.4 Ensaio realizados	60
3.1.1.5 Causas da deterioração estrutural:	61
3.1.1.6 Solução sugerida	61
3.1.2 RELATÓRIO TÉCNICO ELABORADO PELA EMPRESA TECOMAT	62
3.1.2.1 Introdução	62
3.1.2.2 Histórico da construção	62
3.1.2.3 Agressividade ambiental	63
3.1.2.4 Inspeções – Ensaio de Campo	64

3.1.2.5	Inspeção – ensaios especiais em laboratório	73
3.1.2.6	Mecanismos de envelhecimento	79
3.1.2.7	Diagnóstico e prognóstico	81
3.1.2.8	Alternativas de intervenção	83
3.1.2.9	Recomendações finais	85
3.1.3	PROJETO ESTRUTURAL ELABORADO PELA B&C ENGENHEIROS CONSULTORES LTDA.	86
3.1.4	PROJETO ESTRUTURAL DA JLC ENGENHARIA DE PROJETOS LTDA.	87
3.2	EDIFÍCIO COMERCIAL NO RECIFE	90
3.2.1	DESCRIÇÃO DA OBRA	90
3.2.2	ANÁLISE DOS DANOS OBSERVADOS	90
3.2.3	DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA DOS BLOCOS	92
3.2.4	SOLUÇÃO ADOTADA	94
3.2.5	ETAPAS DA OBRA	96
3.3	EDIFÍCIO PÚBLICO NO RECIFE	97
3.3.1	INTRODUÇÃO	97
3.3.2	CARACTERÍSTICAS DA OBRA	99
3.3.3	ANÁLISE DO PROBLEMA	100
3.3.3.1	Inspeção	100
3.3.3.2	Resultados de ensaios	102
3.3.3.3	Conclusão	104
3.3.4	RECUPERAÇÃO DOS BLOCOS – 1ª ETAPA: FECHAMENTO DAS TRINCAS	105
3.3.4.1	Introdução	105
3.3.4.2	Materiais empregados no preenchimento das trincas	105
3.3.4.3	Processo para preenchimento das trincas	106
3.3.4.4	Principais dificuldades encontradas	107
3.3.5	RECUPERAÇÃO DOS BLOCOS – 2ª ETAPA: REFORÇO ESTRUTURAL	110
3.3.5.1	Introdução	110
3.3.5.2	Estudos realizados	111
3.3.5.3	Reforço do bloco de fundação	119
3.4	EDIFÍCIO RESIDENCIAL NO RECIFE	124
3.4.1	DESCRIÇÃO DA OBRA	124
3.4.2	HISTÓRICO DOS DANOS OBSERVADOS	124
3.4.3	SOLUÇÃO ADOTADA	127
3.5	VERIFICAÇÃO DA POTENCIALIDADE REATIVA DE AGREGADOS NO ESTADO DE PERNAMBUCO	128
3.6	A NECESSIDADE DE AMPLIAÇÃO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE BLOCOS DE FUNDAÇÃO COM MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ATRIBUÍDAS À RAA	128
4.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	131
4.1	CONCLUSÕES	131
4.2	SUGESTÕES	132
5	REFERÊNCIAS	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Número de barragens de concreto com evidências de ataque de RAA	12
Figura 1.2	Barragem Drum After Bay, nos EUA	15
Figura 2.1	Fatores necessários para a reação	19
Figura 2.2	Influência da tensão de confinamento sobre a expansão de corpos de prova	20
Figura 2.3	Expansão das barras de argamassa em função da proporção de materiais reativos no agregado (p)	23
Figura 2.4	Representação esquemática do mecanismo da reação álcali-sílica segundo Plum, Pouse e Idorn	25
Figura 2.5	Neutralização das ligações do grupo silanol pelas hidroxilas	27
Figura 2.6	Ruptura das ligações do grupo siloxano pelos íons hidroxilas	28
Figura 2.7	Gel ao redor dos agregados	29
Figura 2.8	Gel exsudado em superfície de concreto pintado	30
Figura 2.9	Cristais em forma de rosácea preenchendo um poro de concreto aumento 5800X	30
Figura 2.10	Análise Macroscópica	34
Figura 2.11	Análise ao Microscópio Estereoscópico	35
Figura 2.12	Análise ao Microscópio Óptico de Luz Transmitida no Concreto, (gel contrastado com coloração azul)	36
Figura 2.13	Análise do MEV. Gel expansivo, aumento 1000 X	37
Figura 2.14	Imagem de Espectômetro de Raio X por Energia Dispersiva (EDS)	37
Figura 2.15	Método das Barras de Argamassas Acelerado. Imersão das barras em solução fortemente alcalina	40
Figura 2.16	Método das Barras de Argamassas Acelerado. Medição da expansão das barras	40
Figura 2.17	Expansão das barras de argamassa	41
Figura 2.18	Resultado do ensaio químico (ASTM C-289)	43
Figura 2.19	Ensaio dos Prismas de Concreto	46
Figura 2.20	Ensaio Térmico / Albert Ossipov. Material deletério	47
Figura 2.21	Spectroline – Método do Acetato de Uranila	48
Figura 2.22	Método do Cobaltonitrito de Sódio	49
Figura 3.1	Vista geral da Ponte Paulo Guerra	57
Figura 3.2	Vista dos blocos, cálices, apoios e aparelhos de apoio	58
Figura 3.3	Deterioração do concreto nos apoios extremos	59
Figura 3.4	Vista do bloco de apoio de um vão central	60
Figura 3.5	Representação esquemática da ponte	67
Figura 3.6	Recobrimento da armadura superior do bloco	69

Figura 3.7	Testemunho extraído através de furo horizontal no Bloco 7	74
Figura 3.8	Testemunho extraído do Bloco 7. Detalhe da fissura na superfície.	74
Figura 3.9	Detalhe das auréolas brancas nas bordas dos agregados no Bloco 12	75
Figura 3.10	Face lateral do bloco 10, lado do mar	78
Figura 3.11	Face superior do bloco 10, lado do mar	79
Figura 3.12	Lei de Sitter – Evolução dos custos de intervenção com o tempo.	85
Figura 3.13	Fechamento de fissuras	87
Figura 3.14	Ferragem frouxa e cabos de protensão dos blocos	88
Figura 3.15	Console metálico, sobre berço de regularização	89
Figura 3.16	Bloco e apoio prontos	90
Figura 3.17	Fissuras em um bloco sobre 2 estacas, com dimensão 1 x 2,5m	92
Figura 3.18	Fissuras em um bloco com 18 estacas, com dimensões 8 x 6m	92
Figura 3.19	Testemunho mostrando bordas de reação	93
Figura 3.20	Vista da face inferior de um bloco e da cabeça das estacas	94
Figura 3.21	Protensão em bloco de duas estacas	95
Figura 3.22	Protensão em bloco de várias estacas	96
Figura 3.23	Bloco com recuperação concluída	97
Figura 3.24	Vista de um bloco mostrando fissuras nas faces superior e lateral	98
Figura 3.25	Trinca horizontal com grande abertura e deslocamento relativo entre as superfícies delimitadas pela trinca	98
Figura 3.26	Estribo rompido no encontro de duas faces laterais de um bloco	101
Figura 3.27	Colocação de purgadores nas trincas, fissuras e furos	107
Figura 3.28	Injeção e saída do microcimento pelos purgadores.	107
Figura 3.29	Face interna da trinca, impregnada de solo, aparecendo pedaço de microcimento injetado	108
Figura 3.30	Furos (testemunhos) abaixo da trinca principal para retirada do solo do fundo da trinca	109
Figura 3.31	Furo de 3”, abaixo da trinca principal, durante a lavagem da trinca, mostrando a saída da areia	109
Figura 3.32	Influência do isolamento ao contato com água externa	112
Figura 3.33	Influência da expansão sobre as armaduras	113
Figura 3.34	A– Modelo mecânico para viga B – Modelo mecânico para bloco	115
Figura 3.35	Representação gráfica das tensões internas no bloco	117
Figura 3.36	Localização da trinca principal e sua direção (indicada pela elipse)	118
Figura 3.37	Detalhes do bloco original	120
Figura 3.38	Fissuras e trincas nas faces do bloco	120

Figura 3.39	A – Desenho esquemático do processo B – Medição das expansões na obra	121
Figura 3.40	Detalhamento do reforço	122
Figura 3.41	Aspecto de um bloco de fundação mostrando fissuras já preenchidas	125
Figura 3.42	Bloco já reforçado, voltando a apresentar fissuras.	126
Figura 3.43	O mesmo bloco da Figura 3.42 com a ferragem de reforço sem o devido envolvimento com concreto.	126
Figura 3.44	Ferragem de reforço do encapsulamento do bloco em fase de colocação	127
Figura 3.45	A – Ruptura por falta de armadura de suspensão entre as estacas B – Disposição da armadura de suspensão em blocos com grandes distâncias entre as estacas	130

1 INTRODUÇÃO

1.1 A Reação

A Reação Álcali-Agregado (RAA) processa-se em argamassa ou concreto, entre os íons hidroxila (OH^-) gerados no processo de hidratação do cimento, associados aos álcalis, óxido de sódio (Na_2O) e óxido de potássio (K_2O), provenientes do cimento ou de outras fontes e certos tipos de agregados.

A principal consequência da reação é a expansão do concreto ou argamassa, provocando fissuração na superfície com uma distribuição aleatória, na maioria das vezes também citado como em forma de mapa ou de malha.

1.2 Histórico

As primeiras obras de que se tem notícia que foram afetadas pela RAA foram pontes e pavimentos na Califórnia, EUA, nos anos entre 1920 e 1930. Não foi encontrada explicação para a grande quantidade de fissuras observadas naquelas obras, pois a qualidade das construções, dos materiais utilizados e dos projetos adotados foi considerada adequada. Stanton, (1940) foi o primeiro a propor que tais danos fossem atribuídos ao ataque da opala e do chert, usados como agregados, pela solução concentrada de álcalis, gerada pelo processo de hidratação do cimento.

Ainda nos anos 40, vários trabalhos de pesquisa confirmaram esta hipótese, como os de Meissner (1941), Berkey (1941), Stanton et al., (1942) e Hansen (1944), de acordo com Prezzi et al., (1997).

1.2.1 RAA no Mundo

Depois dos Estados Unidos, Austrália e Nova Zelândia também constataram casos de RAA na década de 1940 e, na sequência, vários outros países diagnosticaram como RAA

casos de expansão e fissuramento em forma de malha, em várias obras de Engenharia, principalmente em barragens. Um trabalho conjunto do Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON) e do Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBGB), publicado no ano de 1998, listou 132 estruturas hidráulicas (barragens), localizadas em 23 países, onde foram observadas ocorrências de Reação Álcali-Agregado, em sua grande maioria confirmadas e algumas em fase de estudos, na ocasião.

Este levantamento baseou-se em informações colhidas em três eventos: a) workshop sobre RAA realizado em São Paulo, em 1995; b) simpósio sobre RAA realizado em Goiânia, em 1997 e c) 2ª Conferência Internacional sobre RAA em Hidrelétricas e Barragens, em Chattanooga, EUA, em 1995. (IBRACON, CBGB, 1998).

Em Andriolo, (1992), é apresentado outro levantamento de barragens de concreto com evidências de expansão devidas à RAA, baseado nos Anais do XVIII ICOLD, em Viena, 1991 e no Bulletin-79 “Alkali Aggregate Reaction in Concrete Dams”, 1991. Nesse levantamento são apresentadas 56 barragens, em 11 países.

A Figura 1.1 mostra o número de barragens afetadas pela RAA, por país, com um total de 147 barragens em 23 países, até o ano de 1997, baseado nos trabalhos descritos acima.

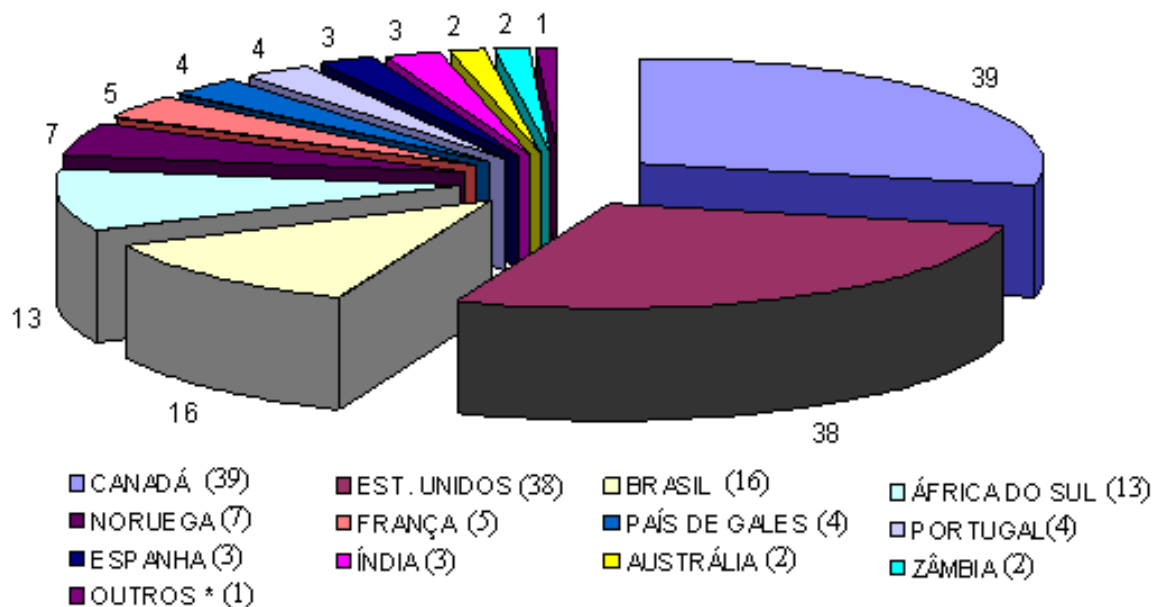


Figura 1.1 – Número de barragens de concreto com evidências de ataque de RAA

Fontes: IBRACON / CBGB, 1998 e ANDRIOLO, 1992.

Nota: “Outros*” corresponde aos países com apenas uma ocorrência anotada, que são: Argentina, Áustria, Costa do Marfim, Gana, Moçambique, Nigéria, Paquistão, Quênia, Romênia, Suíça e Uganda (11 países).

Hoje, se estes dados forem atualizados e a eles somados outros tipos de estruturas com ocorrência de sintomas de manifestação de RAA, deve-se chegar a várias centenas de obras, em mais de 50 países.

1.2.2 RAA no Brasil

Segundo Andriolo, (1997b), algumas entidades e profissionais visualizaram o perigo da reação no Brasil na década de 50, principalmente quando do estudo dos materiais e concretos para as obras do setor elétrico, as hidrelétricas, em particular.

No Brasil, foram constatadas ocorrências do fenômeno em três barragens, nas décadas de 60 e 70, a saber Peti, Moxotó, e Pedras. De lá pra cá, vários casos, em obras hidráulicas, vem sendo diagnosticados como RAA.

No Nordeste, pelo menos cinco barragens do sistema hidrelétrico do Rio São Francisco apresentaram comportamento semelhante (Moxotó, Paulo Afonso I, II, III e IV), além de duas barragens dos sistemas de abastecimento d’água das Regiões Metropolitanas do Recife (Tapacurá) e de Salvador (Joanes II).

Além das obras hidráulicas, são raros os exemplos de outros tipos de estruturas com sintomas de RAA.

1.2.3 RAA no Recife

A primeira obra diagnosticada como sob a ação da RAA, na Região Metropolitana do Recife (RMR), foi a Ponte Paulo Guerra, também conhecida com Ponte do Pina, em 1999, nos blocos de coroamento, que também servem como elementos de apoio das vigas, conforme os trabalhos de Fonte e Ávila,(1999) e Helene et al., (2002).

Em 2004, a fundação em sapatas isoladas de um edifício residencial na praia de Piedade, município de Jaboatão dos Guararapes, vizinho do Recife, apresentou um quadro de

fissuração em que também foi encontrada a presença do mesmo fenômeno, de acordo com o resultado de ensaios laboratoriais, conforme citado em Andrade e Silva et al.,(2006).

Em outubro de 2004, houve a ruptura do Edifício Areia Branca, de 15 andares, com 28 anos de idade, também situado na Praia de Piedade, cuja causa principal foi diagnosticada como sendo falhas construtivas na região de apoio dos pilares nas fundações, em sapatas, conforme relatado por Oliveira, (2007).

Este edifício, ao ruir, afetou parcialmente o prédio vizinho. Por medida de segurança, o condomínio mandou realizar inspeções nas fundações dos pilares, constatando, também, a existência de algumas falhas construtivas, que foram devidamente recuperadas.

Como consequência, os condomínios de dezenas de edifícios, na RMR, solicitaram vistorias nas estruturas, com ênfase nas fundações, tendo sido descobertos vários casos de elementos de fundação, blocos de coroamento ou sapatas, com estados de fissuração variáveis.

Esta situação gerou um movimento dos engenheiros especialistas em Estruturas, em Tecnologia de Concreto e em Mecânica dos Solos para padronizar a elaboração de laudos de vistoria técnica em estruturas e fundações, dando origem ao manual da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutura, 2005.

Segundo Andrade e Silva, (2006), de todas as obras vistoriadas e que apresentaram fissuras em fundações, em mais de 30 edifícios foi constatada, através da realização de ensaios laboratoriais, a ocorrência da RAA.

De todos eles, os prédios mais conhecidos são um edifício comercial, de oito pavimentos, no bairro da Boa Vista, no Recife, com recuperação estrutural já concluída, e um edifício público, de 12 pavimentos, no bairro de San Martin, Recife, em fase de recuperação.

1.3 Motivação do Trabalho

Em muitos países têm sido aplicadas vultosas somas de recursos no reparo e na manutenção de estruturas de concreto afetadas pela RAA. Só na África do Sul, segundo Oberholster, citado por Kuperman, (2007), gastou-se, entre a década de 70 e 1996, a quantia de US\$ 350.000.000,00.

Outras obras com grandes investimentos: demolição de uma ponte no Japão, demolição da barragem Drum After Bay, nos EUA (Figura 1.2), substituição de 300.000 dormentes de concreto, no Canadá, ao custo de US\$ 34.000.000,00.



Figura 1.2: Barragem Drum After Bay, nos EUA

Fonte: KUPERMAN (2007)

Os organizadores da 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (ICAAR), a se realizar neste ano de 2008, na Noruega, estimam que o custo anual para reabilitação e substituição de obras com RAA é de 2,6 bilhões de dólares, segundo Figueirôa e Andrade, (2007). Internacionalmente, constitui-se no segundo maior investimento em recuperação de estruturas de concreto, ficando os efeitos da corrosão em primeiro lugar.

Em todo o mundo, a grande maioria das obras de concreto executadas com material reativo permanecem em serviço. O risco de ruptura estrutural repentina em componentes de concreto afetados pela RAA é quase inexistente, mas pode ocorrer, em raros casos, como descrito por Haavik e Mielenz, (1991), referindo-se a uma tubulação em concreto, segundo o guia A864-00, (2000).

Figueirôa e Andrade, (2007), citam esta mesma obra e ressaltam que além da grande participação da RAA, houve uma conjugação de outras causas que contribuíram para o acidente, como o material transportado na tubulação, altamente corrosivo e com alta temperatura, 82°C, que contribuiu para acelerar a reação.

Este caso, acontecido em 1991, suscita a dúvida de que outros casos de ruptura de estruturas afetadas por RAA já possam ter acontecido ou virem a ocorrer. Além disto, mostra também que é de suma importância conhecer todas as causas das patologias observadas na estrutura, antes de recomendar a melhor terapia, sob pena de que algum procedimento para combater uma determinada causa possa vir a exacerbar um outro fenômeno que esteja a afetar a estrutura.

Na RMR várias construções foram diagnosticadas como tendo ocorrido RAA.

Todos estes fatos justificam a grande quantidade de pesquisas que vêm sendo desenvolvidas no mundo todo, no Brasil, e na cidade do Recife, em particular.

1.4 Objetivos do Trabalho

Apesar do grande número de pesquisas e de publicações sobre RAA em todo o mundo, não existe quase nada na literatura internacional sobre recuperação estrutural de blocos de fundações de edifícios, afetados pela RAA.

O principal objetivo deste trabalho é mostrar o que tem sido realizado, em termos de recuperação estrutural de blocos de fundação no Recife e RMR e sugerir algumas linhas de pesquisas para detalhar melhor a armação dos blocos de fundação, em relação ao que se fazia no final do século 20, conforme preconizado pelas normas atuais (brasileira e internacionais) e para entender melhor o efeito da RAA sobre os blocos de fundação.

1.5 Descrição dos capítulos seguintes

Visando facilitar ao leitor da dissertação, descrevem-se, a seguir, os capítulos que a compõem:

O primeiro capítulo consta de uma introdução, subdividida em uma breve definição da reação, o histórico da reação no mundo, no Brasil e no Recife, a motivação e os objetivos do trabalho.

O segundo capítulo consiste em uma revisão bibliográfica alusiva ao tema, listando os tipos de RAA, o mecanismo da RAA, explicado através de várias teorias ao longo do tempo e os principais fatores que afetam a reação. São abordados também os principais métodos de ensaio para a detecção da reação e a sua identificação no campo. Este capítulo é encerrado com a prevenção, neutralização e controle da RAA, além das ações retardadoras e mitigadoras da reação.

No terceiro capítulo apresentam-se os casos de quatro obras cujos blocos de fundações apresentaram patologias diagnosticadas como ação da Reação Álcali-Agregado, que foram recuperadas ou estão em fase de recuperação, na Região Metropolitana do Recife. Ainda neste capítulo cita-se um trabalho desenvolvido na UFPE, com uma análise da reatividade dos agregados das jazidas do estado de Pernambuco e, ao final, discorre-se sobre

as dúvidas que existem sobre o assunto e a necessidade de ampliação dos estudos e pesquisas sobre o mesmo.

No quarto capítulo são apresentadas as conclusões e as sugestões sobre futuros trabalhos a respeito do tema.

No quinto capítulo encontram-se as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de Reações Álcali–Agregado

As publicações internacionais mais recentes, segundo o Guia Canadense A864-00, (2000), consideram que existem apenas dois tipos de RAA (Reação Álcali-Agregado): a Reação Álcali- Sílica (RAS) e a Reação Álcali-Carbonato (RAC), tratando a Reação Álcali-Silicato como um caso particular da Reação Álcali-Sílica.

No entanto, parece mais didático, de acordo com a composição química reativa dos agregados e com os mecanismos de expansão, manter os três tipos:

- a) Reação Álcali-Sílica: é a que ocorre quando estão envolvidos agregados contendo sílica na forma amorfa (calcedônia, sílex, opala, etc.), segundo Silveira, (1997). Esta reação é a mais comum em todo o mundo e é a que se desenvolve mais rapidamente. Caracteriza-se pela formação de um gel higroscópico, isto é, ávido por água, absorvendo-a por osmose, e, sendo um material expansivo, ocasiona fissuras no concreto, a partir de quando as forças de expansão forem superiores à resistência à tração da pasta de cimento, como afirmam Figueirôa e Andrade, (2007).
- b) Reação Álcali-Silicato é a que se processa mais vagarosamente e ocorre quando os agregados, constituídos por granitos, gnaisses, migmatitos e quartzitos, principalmente, contém quartzo deformado ou criptocristalino, cuja reatividade foi descoberta há cerca de 30 anos. Até então, esses materiais eram considerados inertes, segundo Silveira, (1997). O mecanismo é o mesmo da reação álcali-sílica. Este tipo de reação é a mais comum no Brasil e, segundo este mesmo autor, ocorreu em todos os casos comprovados de barragens afetadas pela reação álcali-agregado no Brasil (até 1997, data do seu artigo).
- c) Reação Álcali–Carbonato (RAC): ocorre de forma totalmente diferente da reação álcali-sílica e álcali-silicato. É mais rara e não há formação de gel. Caracteriza-se pela expansão das rochas carbonáticas, como consequência da reação dos álcalis com o calcário dolomítico ou magnesiano, gerando compostos cristalizados, como brucita, carbonatos alcalinos, carbonato de cálcio e silicato magnesiano. Esta expansão é denominada desdolomitização e causa fissuras devido ao enfraquecimento da ligação pasta-agregado.

2.2 Fatores necessários para a ocorrência da RAS

Os fatores necessários são: álcalis, agregado reativo e água.

Álcalis: é necessária a existência de uma quantidade mínima de álcalis, proveniente do cimento ou de outras fontes, como aditivos, adições ou os próprios agregados;

A existência de um agregado reativo. O grau de reatividade do agregado está diretamente relacionado à velocidade da reação;

A presença de água. A RAS só se processa com a existência de água nos poros do concreto, proveniente de alguma fonte externa (meio ambiente) ou interna (excesso de água de amassamento que não foi absorvida na hidratação do cimento).

É importante observar que o fenômeno não ocorre apenas quando o concreto está em contato direto com a água, podendo acontecer, por exemplo, em superestruturas de pontes ou viadutos situadas em atmosferas que apresentam umidade relativa do ar superior a 80% por um longo período de tempo, segundo número citado por Andrade e Silva, (2006). Outros autores, conforme citado por Figueirôa e Andrade, (2007) consideram igual a 85% esta umidade relativa do ar. Além disto é importante lembrar que a reação ocorre em toda a massa de concreto, e não apenas na superfície, o que dificulta mais a solução, pois não basta evitar a penetração de umidade do meio ambiente.

A Figura 2.1 ilustra os três fatores necessários para o processamento da reação.



Figura.2.1 - Fatores necessários para a reação.

Fonte: KUPERMAN (2007), adaptado.

2.3 Parâmetros que influenciam a RAS: temperatura e estado de tensão

A temperatura pode influir na velocidade de processamento da reação ao longo do tempo. A relação é de proporcionalidade direta, ou seja, quanto maior a temperatura ambiente, mais rapidamente aparecem os efeitos da reação.

O estado de tensão a que está submetida a peça de concreto: há uma diminuição da expansão na direção do carregamento, em corpos de prova, em comparação com aquela observada nos corpos de prova deixados em expansão livre, conforme citado por Lopes, (2004).

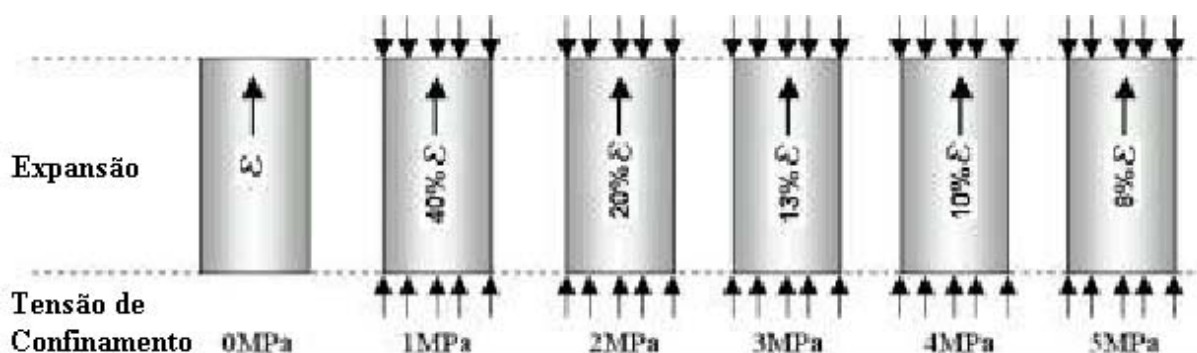


Figura.2.2 – Influência da tensão de confinamento sobre a expansão de corpos de prova.

Fonte: FIGUEIRÔA (2007)

2.4 Mecanismo das Reações Álcali-Sílica e Álcali - Silicato

Alguns trabalhos pioneiros sobre o fenômeno da expansão do concreto em obras como auto-estradas, pontes e barragens surgiram nas primeiras décadas do século 20, conforme citado no artigo de Thomas M. Leps, reproduzido no Relatório Final do Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto, publicado em 1999 (LEPS, 1999).

No entanto, a comunidade científica reconheceu que a maior contribuição para a descrição da complexidade da RAA começou no início dos anos 40, através de Thomas E. Stanton, Engenheiro Pesquisador na área de Materiais da “California Division of Highways Materials and Research Laboratories”, chefiando uma equipe de dezenas de técnicos, que chegou a mais de 50, só envolvidos com a RAA, entre químicos, físicos, engenheiros e geólogos.

Entre inúmeros trabalhos publicados por Stanton e sua equipe, destacam-se um artigo publicado na “ Engineer News Record”, de 1º de fevereiro de 1940, (STANTON, 1940b) outro no “ASCE Proceedings” , em dezembro de 1940 (STANTON, 1940a) e o terceiro no “ACI Proceedings”, em janeiro de 1942 (STANTON et al., 1942) .

Estes artigos explicavam que o alto teor de álcalis existente no cimento Portland, juntamente com certos tipos de agregados, eram os responsáveis pelos danos causados pela reação. Observou-se que estes dois elementos, quando interagiram, na presença de água, surgia um gel em volta dos agregados, responsável por expandir a massa de concreto, aumentando seu volume inicial. Foi constatado também que este processo podia ser bastante lento, levando anos para mostrar seus resultados ou podia ser mais rápido, acontecendo em questão de meses. Esta é considerada, realmente, a primeira visão compreensível das causas da expansão dos concretos de cimento Portland.

De acordo com Leps, (1999), a partir dos anos 1940 e 41 várias pesquisas foram desenvolvidas nos EUA, através das seguintes entidades: U.S. Bureau of Reclamation, Corps of Engineers of Vicksburg, Portland Cement Association, American Concrete Institute, State Highways Laboratories, Public Road Administration, algumas companhias de cimento e diversas universidades.

Hansen, W.C., (apud GITAHY, 1982), em 1944, atribuiu o efeito expansivo da reação à pressão osmótica, sugerindo que a pasta de cimento que envolve os grãos reativos atua como membrana semipermeável, através da qual podem ser produzidos os intercâmbios que geram elevada pressão osmótica (Teoria da Pressão Osmótica).

O processo físico da osmose ocorre quando, separadas por uma membrana semipermeável, acham-se de um lado uma substância dissolvida (soluto) e do outro, um solvente puro. As moléculas do solvente difundem através da membrana para o soluto, como se buscassem diluí-lo, gerando uma pressão osmótica que pode ser considerada como o somatório dos choques produzidos pelas moléculas do solvente no soluto.

No concreto, a reação inicia com o ataque dos hidróxidos alcalinos (de sódio ou de potássio) aos minerais silicosos do agregado, formando um silicato alcalino nos seu bordos, na superfície de separação agregado-pasta de cimento.

Os íons desses silicatos (sódicos ou potássicos) associam-se em íons complexos que não são capazes de se difundirem através da pasta endurecida do cimento. Esta pasta atua como uma membrana semipermeável que permite a passagem da água e dos íons e moléculas dos hidróxidos alcalinos mas não permitem a passagem de íons complexos dos silicatos, originando, assim, uma pressão osmótica. No espaço em que se formam os silicatos, limitado

pela pasta de cimento, “o produto da reação não pode sair e, à medida que aumenta a sua formação, ocupando um volume maior que o original, cresce a pressão osmótica, até provocar a ruptura da estrutura da pasta de cimento”. (SOUZA COUTINHO, apud PRISZKULNIK, 2005).

Se houver água no meio em que o concreto se encontra, as moléculas deste solvente difundiram através da membrana para o silicato alcalino, gerando uma pressão que pode atingir 13,3 MPa, ou seja, uma pressão interna superior à resistência à tração do concreto. “Há, portanto, a obrigatoriedade do contato do concreto com água do meio externo, para que ocorra o fenômeno osmótico e a pressão alcance valores perigosos” (VERONELLI, apud PRISZKULNIK, 2005).

Vivian, H.E. (apud GITAHY, 1982), em 1950 formulou a hipótese de que as pressões de expansão são devidas aos aumentos de volume do gel, por adsorção de água (teoria da adsorção). O termo adsorção é definida como sendo o fenômeno da concentração de substâncias na superfície de um sólido. Quanto maior for a carga elétrica superficial, mais pronunciada será esta manifestação. Provavelmente a expansão devida à RAA está ligada à força de atração entre os cátions alcalinos e a superfície dos minerais, segundo Hasparyk, Monteiro e Carasek, (2001).

Em trabalho de Xu, Watt e Hudec, em 1995, (apud HASPARYK, 2001), utilizando corpos de prova, mostrou-se que a água de evaporação em argamassas sem expansão representa a água que está retida nos produtos de hidratação, enquanto a água de evaporação presente nas argamassa afetadas pela RAA, além da água presente nos produtos de hidratação, essa pode estar adsorvida no gel da RAA. Assim, um aumento da quantidade da água de evaporação indica uma maior presença de gel.

Vivian, também em 1950, (apud PRISZKULNIK, 2005) introduziu o conceito de “concentração péssima” para indicar as piores condições que podem apresentar uma argamassa ou um concreto. Ele demonstrou que para cada agregado álcali-sílica reativo deve haver um teor de álcalis determinado, para que ocorra a máxima expansão, e que as expansões diminuem progressivamente quer para teores menores quer para teores maiores de álcalis no cimento.

Sabe-se que o teor de álcalis, expresso em equivalente alcalino de óxido de sódio pode variar entre 0,2 % e 1,8 %.

$$\text{Equivalente Alcalino de Na}_2\text{O} = \% \text{Na}_2\text{O} + (0,658 \times \% \text{K}_2\text{O}), \quad (\text{Equação 1})$$

Ainda com relação ao conceito de “concentração péssima”, Plum, N.M.; Pousen, E. e Idorn, G. M., em 1958 (apud GITAHY, 1982) estudaram a importância da quantidade de grãos reativos entre os grãos do agregado, relativamente ao desenvolvimento das expansões, com base nos resultados de ensaios de vários pesquisadores, realizados pelo Método das Barras (ASTM C-227). O resultado é mostrado na Figura 2.3.

No mecanismo da RAA, quando a quantidade de grãos reativos no agregado é pequena, o consumo de álcalis é reduzido e a reação passa mais rapidamente da fase segura para a expansiva. Se a argamassa fosse elástica haveria proporcionalidade entre a quantidade de grãos reativos no agregado e as expansões das barras (reta OA da Figura 2.3). No entanto, como a argamassa tem comportamento plástico, os grãos reativos podem expandir-se comparativamente muito mais, sem que as barras apresentem as expansões totais correspondentes (curva OB), devido à fluência da pasta que os envolve.

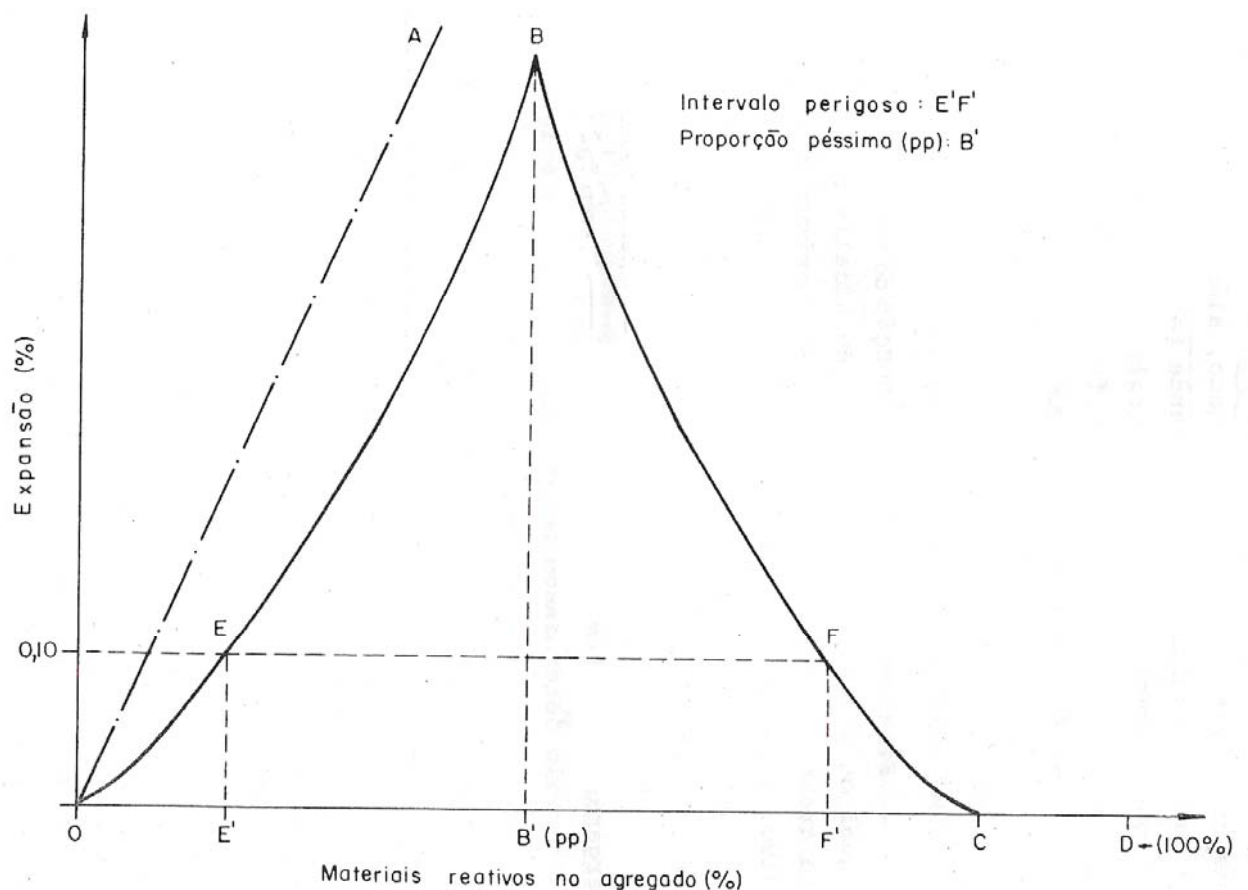


Figura 2.3 - Expansão das barras de argamassa em função da proporção de materiais reativos no agregado (p)

Fonte GITAHY, (1982)

O ponto máximo da curva (B) corresponde à proporção de materiais reativos no agregado além do qual, o consumo de álcalis é suficientemente grande para garantir, durante mais tempo, a formação do gel cal-álcali-sílica, não expansivo (fase segura). A passagem para a fase expansiva se dá mais tarde, e nessa fase intervem o que restou dos materiais reativos consumidos na fase segura, razão pela qual se obtêm expansões iguais (por exemplo: $E = F$), para diferentes proporções de materiais reativos no agregado ($E' < F'$).

Finalmente, quando a proporção de materiais reativos é igual ou superior a C, o consumo de álcalis é suficientemente grande para assegurar a formação contínua do gel não expansivo: a reação permanece segura e cessa quando atinge o centro dos grãos reativos, ou quando os álcalis tiverem sido inteiramente consumidos.

Nas condições convencionais do ensaio das barras de argamassa, costuma-se denominar intervalo perigoso ($E'F'$) o intervalo definido pelas proporções de materiais reativos no agregado, correspondentes ao limite máximo de 0,10% aos 6 meses de idade, para as expansões das barras. Dentro desse intervalo perigoso, chama-se proporção péssima (B') a que corresponde à expansão máxima (B).

Powers, T.C. e Steinour, H.H., em 1955 (apud GITAHY, 1982), com base na análise de resultados experimentais obtidos principalmente por Vivian, apresentaram a hipótese de que a reação pode produzir tanto um gel expansivo como um gel não expansivo, dependendo das quantidades relativas de álcalis e de hidróxido de cálcio (cal) na solução que envolve o grão reativo e dos fatores que controlam as velocidades de difusão dos íons e da água.

Baseadas na hipótese acima, de Powers e Steinour, Plum, N.M.; Pousen, E. e Idorn, G.M., em 1958 (apud GITAHY, 1982), formularam um mecanismo que pode ser esquematizado da maneira mostrada na Figura 2.4.

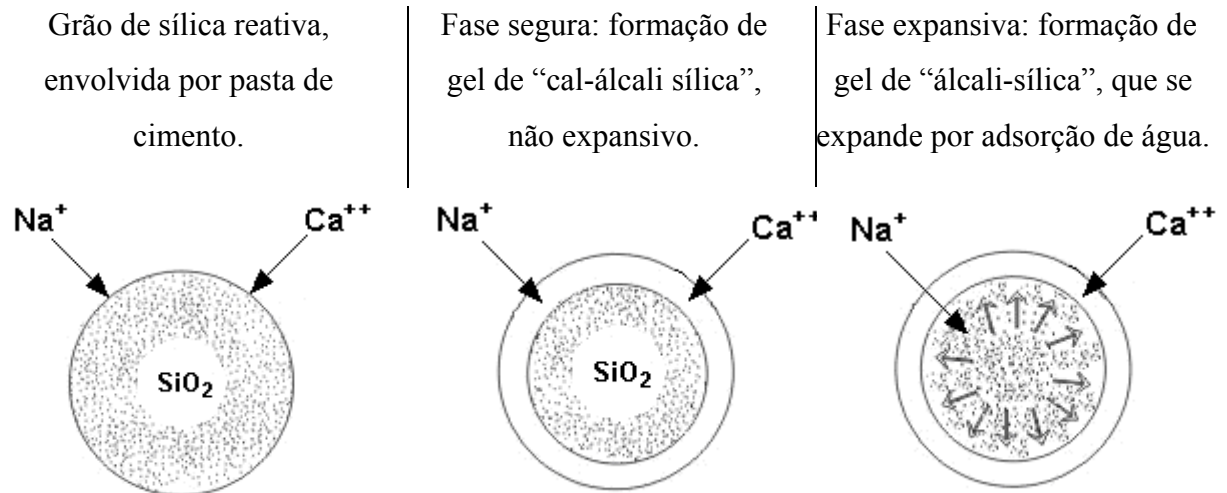
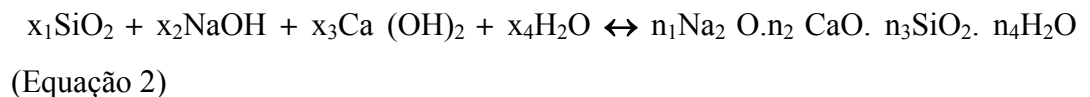


Figura 2.4- Representação esquemática do mecanismo da reação álcali-sílica segundo Plum, Pouse e Idorn.

Fonte: GITAHY (1982).

- A pasta de cimento contém, além de outros, íons cálcio (Ca^{++}), provenientes do hidróxido de cálcio (cal) dissolvido, liberado durante a hidratação do cimento e íons de sódio (Na^+) e de potássio (K^+), dos compostos alcalinos dissolvidos, presentes no cimento. Os íons de cálcio (Ca^{++}) e sódio (Na^+), (este representando os álcalis, expressos pelo equivalente alcalino) reagem com o grão de sílica reativa, em meio básico, formando-se, na superfície do grão, um gel de cal-álcali-sílica (precipitado coloidal insolúvel, de cor branca), que não adsorve água e que, portanto, não se expande. No seu início, o processo é, pois, inofensivo, e a reação é considerada segura (fase segura)
- A menos do balanço estequiométrico, a equação que representa o mecanismo em sua fase segura é:



- Na continuação do processo reativo, os íons cálcio e sódio estão separados do grão de sílica solúvel pela camada de gel não expansivo de cal-álcali-sílica e devem, portanto, atravessar a membrana, para que a reação prossiga.

- d. O gel que forma a membrana tem superfície interna muito grande, sendo, portanto, capaz de adsorver quantidades grandes de Ca^{++} e Na^+ ; predominantemente Na^+ , quando a concentração de álcalis é alta e predominantemente Ca^{++} , quando a concentração de álcalis é baixa. Os íons Na^+ têm mais mobilidade que os íons Ca^{++} , pois na sua velocidade de difusão é maior.
- e. Portanto, no início do processo forma-se sempre o gel não expansivo de cal-álcali-sílica, mas, na seqüência, duas situações podem ocorrer:
 - 1) O consumo de álcalis na reação sendo grande, a concentração de álcalis na pasta não chega a predominar sobre a de cal, de modo que os íons Ca^{++} e Na^+ agem simultaneamente e asseguram a formação contínua do gel de cal-álcali-sílica, não expansivo. Nesse caso, as reações continuam seguras e cessam quando atingem o centro da partícula ou quando os álcalis tenham sido inteiramente consumidos;
 - 2) O consumo de álcalis na reação não sendo grande, a concentração de álcalis permanece alta, predominando sobre a de cal e garantindo a ação dos íons Na^+ , que atravessam a película de gel não expansivo e atacam o grão de sílica solúvel, na ausência de cal, dando origem ao gel de álcali-sílica, expansivo, que, ao contrário do gel cal-álcali-sílica, adsorve água, aumenta de volume e exerce forças de expansão capazes de romper o sistema, quando ultrapassam a resistência à tração da pasta de cimento.

Diamond, S. em artigos publicados nas edições de Julho de 1975 e Julho de 1976 da Cement and Concrete Research (apud GITAHY, 1982), tendo como tema uma revisão da reação álcali-sílica e dos mecanismos de expansão, defendeu a hipótese de que “ A reação é, fundamentalmente , um ataque dos íons hidroxila (NaOH e KOH) ao grão reativo, e não uma consequência direta da presença de cátions dos álcalis (Na^+ e K^+) nas soluções contidas nos poros do concreto. Todavia, a concentração dos íons hidroxila é fortemente condicionada pela concentração dos cátions”.

Em 1990, um Grupo de Trabalho formado na França pela FNB(Fédération Nationale du Bâtiment), FNTP (Fédération Nationale des Travaux Publics) e SNBATI (Syndicat National du Béton Armé et des Techniques Industrialisées), (apud PRISZKULNIK,

2005), publicou relatório sobre a RAA, atualizando o conhecimento sobre o seu mecanismo, detalhando fatores intervenientes e recomendações para evitar a reação. (FNB/FNTP/SNBATI, 1990). Segundo aquele relatório o mecanismo da RAS abrange diversas etapas, como o ataque ao agregado, a expansão do gel, a evolução da fase líquida intersticial e as difusões iônicas.

A primeira etapa, ataque ao agregado, consta de um processo físico, em que ocorre migração dos íons Na^+ , K^+ e OH^- da fase líquida intersticial para a partícula de sílica reativa, e um processo químico, envolvendo reações com o agregado e formação de um gel de silicato alcalino, que se desenvolve em duas fases, a saber:

a) Reação ácidos-base, entre os grupos silanóis e os íons hidroxila, com formação de um gel (Figura 2.5):

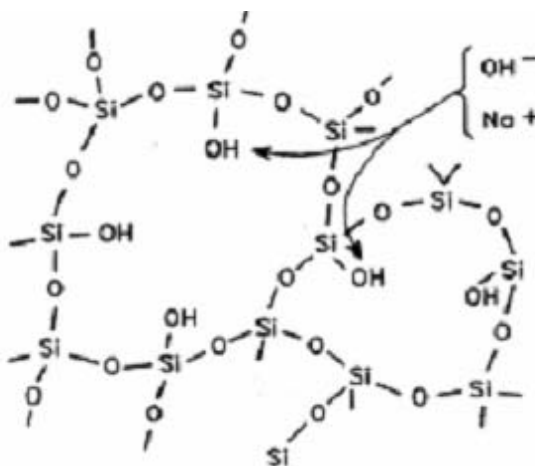


Figura 2.5 – Neutralização das ligações do grupo silanol pelas hidroxilas

Fonte: HASPARYK (2005)

b) Ataque da ponte de siloxanos (Figura 2.6):

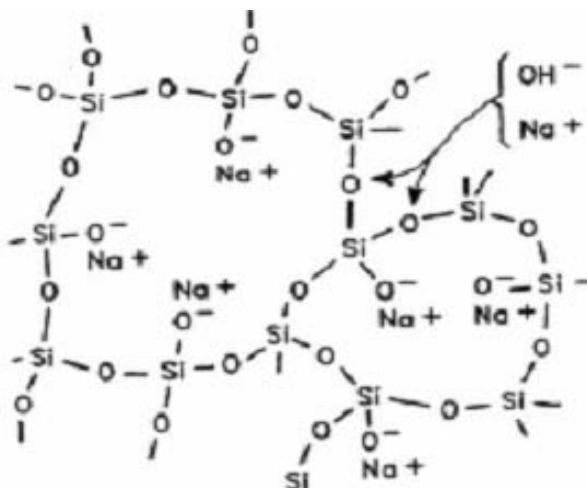
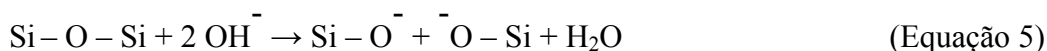


Figura 2.6 – Ruptura das ligações do grupo siloxano pelos íons hidroxilas

Fonte: HASPARYK (2005)

Este processo químico leva à destruição da estrutura da sílica através da formação do silicato alcalino, Si-O-Na, ou da passagem em solução de grupos H_2SiO_4 . Os íons Na^+ , K^+ e OH^- difundem tanto mais facilmente quanto mais permeável é a interface pasta de cimento – agregado.

A segunda fase consta da participação dos agregados. O ataque será superficial se as partículas reativas tiverem baixa permeabilidade. Neste caso, o tamanho da partícula tem papel importante na fase inicial da reação. Em contrapartida, quando as partículas tem permeabilidade alta os produtos da reação podem ser identificados no interior das partículas, como, por exemplo nos planos de clivagem. A intensidade da reação depende, portanto, do volume da partícula. Abaixo de um volume crítico, as partículas terão reagido totalmente, antes que os álcalis disponíveis tenham se esgotado.

A segunda etapa, a expansão do gel, compreende a sua hidratação, expansão e dissipação. A expansão é considerada como devida a uma adsorção física do fluido pelo gel, gerando um efeito localizado. O embebedimento de fluido é explicado como devido a um fenômeno de osmose, quando a água intersticial embebe o gel, que contém água com energia livre mais fraca. Não há a necessidade de se considerar uma membrana, pois a separação entre as zonas de potencial químico diferente é obtida pelo gel, que é insolúvel no líquido. Quanto à

dissipação do gel, ela é função da viscosidade do silicato e principalmente da relação álcali/sílica. O gel pode impregnar a pasta de cimento e colmatar os poros.

As reações álcali-sílica produzem géis e cristais, que, em todas as estruturas de concreto atingidas pela RAS, são encontrados, quer circundando os agregados, quer aparecendo sob forma de exsudação na superfície do concreto (Ver Figuras 2.7 e 2.8).

Os géis, amorfos e endurecidos, são silicatos alcalinos, que contêm 56 a 86 % de SiO_2 , 2 a 8 % de K_2O , 0,4 a 30 % de Na_2O , 1 a 28 % de CaO e 10 a 30 % de H_2O . Em função do tempo, o gel pode evoluir para uma estrutura granular, ou esponjosa ou folheada. Na figura 2.7 observa-se uma amostra de corpo de prova, extraído de uma barragem, exibindo bordas em torno de agregados graúdos e fissuras preenchidas por gel branco, visto por Vieira, (1997).

Os cristais podem ser observados através de microscópios de alta sensibilidade, apresentando-se sob forma de rosáceas, lamelas, fibras, filamentos ou agulhas, cujas composições são relativamente estáveis: 56 a 63 % de SiO_2 , 20 a 27 % de Al_2O_3 , 8 a 11 % de K_2O e 6 a 8 % de CaO . Os cristais são, portanto, mais ricos em potássio do que os géis. Os íons Al podem provir da pasta de cimento ou dos feldspatos e cloritas dos agregados (Figura 2.9).

O cálcio é, pois, encontrado tanto nos géis como nos cristais formados na reação, enquanto a solução intersticial extraída dos concretos contém apenas traços de cálcio. O hidróxido de cálcio tem grande importância na reação, pois segundo Chatterji et al.. (apud FNB /FNTP /SNBATI, 1990) ele:

- a) é necessário à reação, isto é à difusão dos íons Na^+ e K^+ e à formação do gel;
- b) impede a dissolução da sílica, permitindo que os produtos da reação permaneçam localizados ao redor do agregado e possam tornar-se expansivos.



Figura 2.7 – Gel ao redor dos agregados Fonte: VIEIRA (1997)

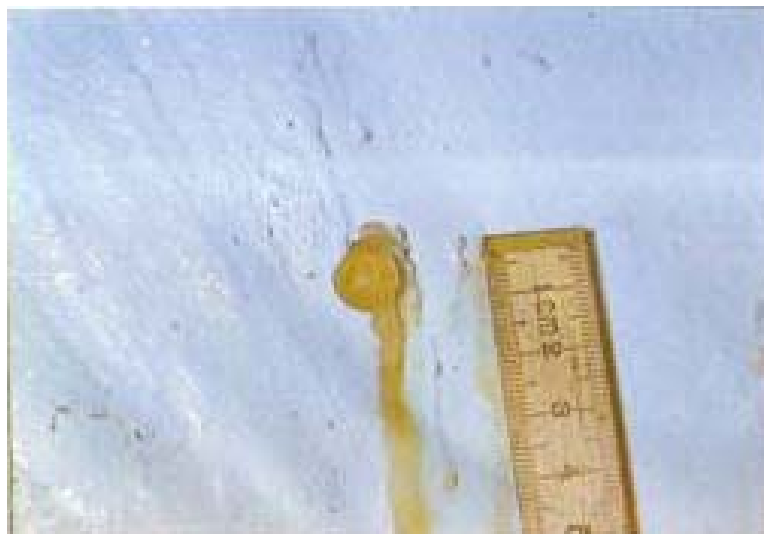


Figura 2.8 – Gel exsudado em superfície de concreto pintado
Fonte: CEB recomendações (1997)



Figura 2.9 – Cristais em forma de rosácea preenchendo um poro de concreto (aumento 5800X).
Fonte: VEIGA et al. (1997)

Em 1997 Prezzi et al. (apud PRISZKULNIK, 2005) apresentaram trabalho no Simpósio sobre RAA em Estruturas de concreto com a interpretação do mecanismo da reação álcali-agregado através do modelo de dupla camada, com base na química de superfícies e colóides, já há muito usada por outras áreas de engenharia, tal como a Geotecnia e Mecânica

dos Solos, por exemplo, para explicar o comportamento de mudança de volume de solos argilosos. Alguns pesquisadores estão agora reconhecendo a importância das duplas camadas elétricas associadas às paredes dos poros e íons no processo de difusão de íons danosos no concreto, tais como os íons de cloro,

Os géis de sílica são formados por partículas extremamente pequenas, que se comportam como um sistema coloidal. Um colóide consiste de partículas muito pequenas, dispersas em um meio líquido, que se aproximam, mas nunca atingem o tamanho molecular e cujo tamanho varia entre 50 Å (5 nm) a, no máximo, 0,2 mm.

Prezzi et al., (1997) citam ainda que com base em resultados de ensaios disponíveis, propõe-se que a química de colóides pode explicar o comportamento do produto da reação álcali-agregado no concreto. A RAA é muito mais rápida nos casos em que a sílica amorfa está presente do que naqueles onde só as formas cristalinas de sílica ocorrem, admitindo-se que todos os outros fatores sejam os mesmos.

Os mesmos autores explicam também que geralmente uma superfície sólida pode desenvolver carga elétrica por substituição isomórfica de íons na estrutura do sólido, reações químicas na superfície e adsorção de íons. Um íon pode ser adsorvido a uma superfície formando um complexo de esfera interna, quando nenhuma molécula de água se encontra entre o grupo funcional de superfície e o íon, ou um complexo de esfera externa, quando pelo menos uma molécula de água existe entre a superfície e o íon. Íons podem, também, ser adsorvidos na nuvem difusa da dupla camada, com o objetivo de neutralizar a carga da superfície. Íons alcalinos são, inicialmente, adsorvidos, principalmente por forças eletrostáticas, em posições onde o oxigênio tem ligações incompletas na superfície de um vidro, de modo que a troca iônica é similar ao comportamento ácido-base da posição com ligações incompletas. Simulações dinâmicas moleculares indicam que o potássio é adsorvido em posições onde o oxigênio tem ligações incompletas e, quando essas posições tornam-se saturadas, o potássio pode ser, então, adsorvido ao oxigênio com ligações completas que estão associadas a ligações deformadas do siloxano.

Cada partícula de sílica interage com os fluidos dos poros, cria o seu próprio campo de força e atrai contra-íons para neutralizar a sua carga eletronegativa. Os contra-íons estão sob a influência dos seus movimentos Brownianos irregulares, próprios dos colóides, que tendem a dispersá-los para longe da interface, e de forças de Coulomb, que os atraem à superfície da partícula.

No Trabalho citado, Prezzi et al., (1997), o modelo de dupla camada, baseado nos princípios da química de superfície, é introduzido para possibilitar o entendimento dos

mecanismos atuantes na RAA e a previsão do potencial expansivo do gel formado na reação, quando aditivos químicos e adições minerais são adicionados à mistura da argamassa ou do concreto.

A Reação Álcali-Silicato é da mesma natureza da Reação Álcali-Sílica, com a diferença de que o processo ocorre mais lentamente e envolve alguns silicatos que compõem os feldspatos e a presença do quartzo deformado (tensionado) e minerais expansivos.

Dentre as obras conhecidas que foram afetadas pelas reações álcali-agregado, constam várias acometidas pela reação álcali-silicato, “cujos concretos foram preparados, entre outros, com agregados de granito, granito-biotita, gnaisse, grauvaca, argilito, quartzo-diorito e folhelhos argilosos” (PRISZKULNIK, 2005).

No caso particular do quartzo deformado, com elevado grau de extinção ondulante, sua presença é destacada na relação de agregados álcali-reativos do U.S. Bureau of Reclamation, (2008) e inclui grauvaca, argilito, arenito quartzoso, quartzito, hornfels, quartzo-biotita, gnaisse, mica e arcósia.

Rodrigues, Kihara e Sbrighi, (1997) acrescentaram que em agregados “granitóides” e quartzíticos, a principal fase reativa, responsável pela reação álcali-silicato é o quartzo deformado e fragmentado (com ângulo de extinção ondulante maior que 15°) e, secundariamente, o feldspato plagioclásio deformado, produtos de esforços tectônicos sofridos pelas rochas.

2.5 Diagnóstico da Reação Álcali-Agregado

Já são passados cerca de 80 anos da identificação dos primeiros sintomas de fenômenos nas estruturas de concreto, que viriam a ser explicados, posteriormente, como sendo devidos ao que se chama de Reação Álcali-Agregado.

Ao longo deste período, muito progresso foi feito no desenvolvimento de metodologias para diagnosticar a reação em obras existentes, bem como para identificar componentes das argamassas e dos concretos com potencialidade para desenvolverem a reação.

A experiência brasileira no emprego das metodologias preconizadas pela ASTM iniciou-se com o estudo dos problemas ligados ao aproveitamento de agregados para os concretos das barragens de Jupia e Ilha Solteira, no Rio Paraná, entre 1961 e 1963, realizado por Gitahy, (1963).

As metodologias desenvolvidas contemplam vários métodos de ensaios de laboratórios e ensaios de campo.

2.5.1 Ensaio de Laboratórios

Os ensaios de laboratório mais utilizados, internacionalmente, são:

a) **Análise Petrográfica:**

Deve ser a primeira etapa da caracterização de reatividade expansiva dos agregados no concreto. É feita com a finalidade de constatar a presença de rochas e minerais potencialmente reativos com os álcalis do cimento. Estes minerais e rochas são, então, chamados deletérios e, ao contrário, os não-reativos são chamados inócuos, que são inertes, relativamente aos citados álcalis.

As metodologias utilizadas são preconizadas nas normas americanas ASTM C856 (2004), para concreto e a ASTM C295 (2003), para agregado e pela brasileira NBR7389, 1992.

No que diz respeito à reação álcali-agregado, o resultado da análise informa sobre a presença de componentes álcali-sílica reativos, como opala, cristobalita, tridimita, xistos, gnaisses, quartzo deformado, quartzito, arenito, entre outros.

Para rochas carbonáticas suscetíveis à reação álcali-carbonato, a análise petrográfica objetiva identificar dolomitos ou calcários dolomíticos com resíduos argilosos insolúveis, de acordo com Priszkulnik, (2005).

A análise petrográfica pode ser realizada em quatro etapas: análise macroscópica, análise através do microscópio estereoscópico (aumento de 16 vezes), do microscópio ótico (aumento de 200 a 400 vezes) e do microscópio eletrônico de varredura (MEV) (aumento de 1500 a 2000 vezes), segundo Silva, P., (2007a).

• **Etapa 1: Análise Macroscópica**

É uma inspeção visual do testemunho extraído da estrutura para identificar a presença de gel exsudado pelas fissuras ou preenchendo vazios no concreto, perda

de aderência da argamassa na interface com os agregados, ocorrência de bordas de reação ao redor dos agregados que tenham reagido com os álcalis.



Figura 2.10 – Análise Macroscópica

Fonte: SILVA, P. (2007a)

- **Etapa 2: Análise ao Microscópio Estereoscópico**

Utilizam-se amostras do agregado ou de concreto fraturado ou semi-polido. Para o agregado, há a caracterização petrográfica geral (exemplo: quartzo, feldspato, anfibólio e filossilicatos). Para o concreto: análise estrutural e textural do concreto. Aspectos observados no concreto: coloração da argamassa; distribuição dos constituintes; aderência pasta/agregado gráudo; adensamento do concreto; carbonatação (indicador de fenolftaleína); porosidade.

Aspectos observados referentes à RAA: borda de RAA; microfissuração no agregado, na pasta e na interface; poros ou fissuras preenchidos por material (só há a certeza que é gel com a observação ao microscópio eletrônico de varredura – MEV).



Figura 2.11 – Análise ao Microscópio Estereoscópico

Fonte: SILVA, P. (2007a)

- **Etapa 3: Análise ao Microscópio Óptico de Luz Transmitida**

Utilizam-se fragmentos representativos para observação de detalhes, ao microscópio óptico. A análise é realizada em lâmina delgada, com espessura de 30 μm . O ângulo de extinção ondulante é medido nesta etapa da análise.

A caracterização petrográfica das amostras de concreto e do agregado informam: a natureza das rochas; principais litologias; textura e granulação; composição mineralógica principal, enfocando a potencialidade reativa dos minerais e aspectos relativos à RAA, para as amostras de concreto.

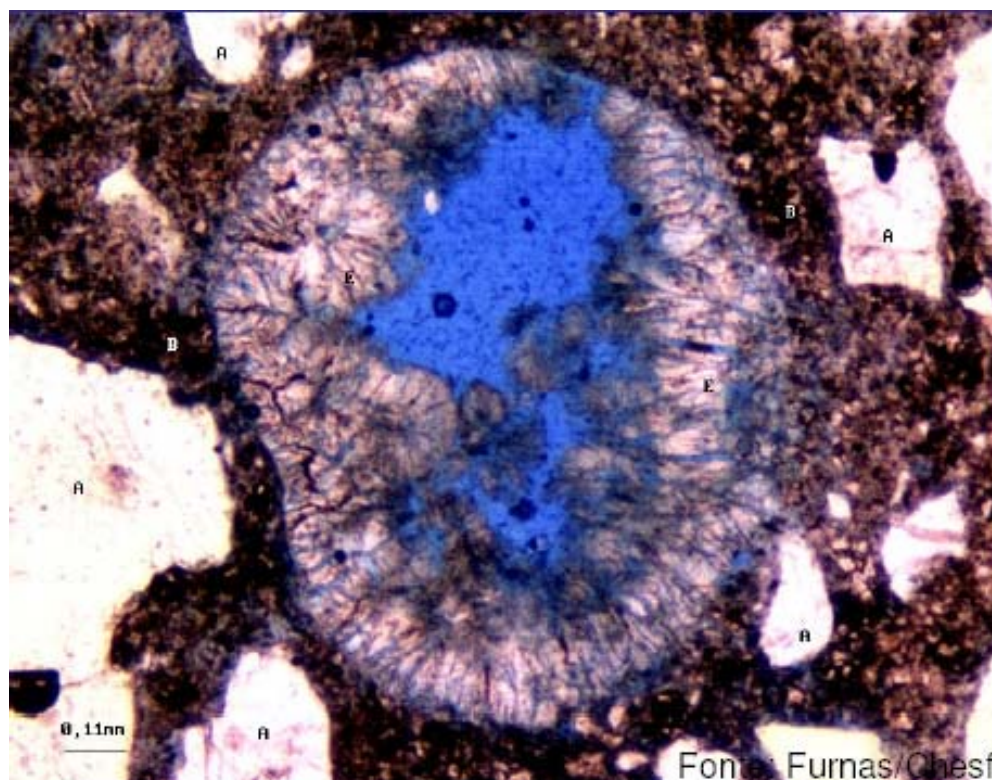


Figura 2.12 – Análise ao Microscópio Óptico de Luz Transmitida no Concreto, (gel contrastado com coloração azul)
Fonte: SILVA, P. (2007a)

- **Etapa 4: Análise ao Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)**

É o mais preciso, por permitir análise em grandes ampliações. Seu objetivo é “confirmar as inferências feitas a partir dos outros microscópios e principalmente a caracterização da composição química do gel, em particular com relação à presença de álcalis, condição essencial ao seu comportamento deletério”. (VIEIRA, 1997).

Os produtos cristalizados da reação apresentam morfologia acicular ou fibrosa, semelhante à da etringita, cuja diferenciação se faz pelo MEV.

Ao MEV pode ser integrado um espectrômetro de raios-x por energia dispersiva (EDS, sigla em inglês). Através desse equipamento é possível caracterizar a morfologia de amostras, assim como identificar quais elementos químicos estão presentes em um pequeno volume de material (1-2 mm³), cuja técnica é chamada microanálise, segundo Veiga, Gonçalves e Andrade,(1997). Na Figura 2.14 é mostrado um espectro com composição sílico-cálcico-potássica de cristais com

$K/Ca > 1$, onde se observa a composição aproximada dos cristais hidratados, originados da reação, com alto teor de potássio (K) e de silício (Si).

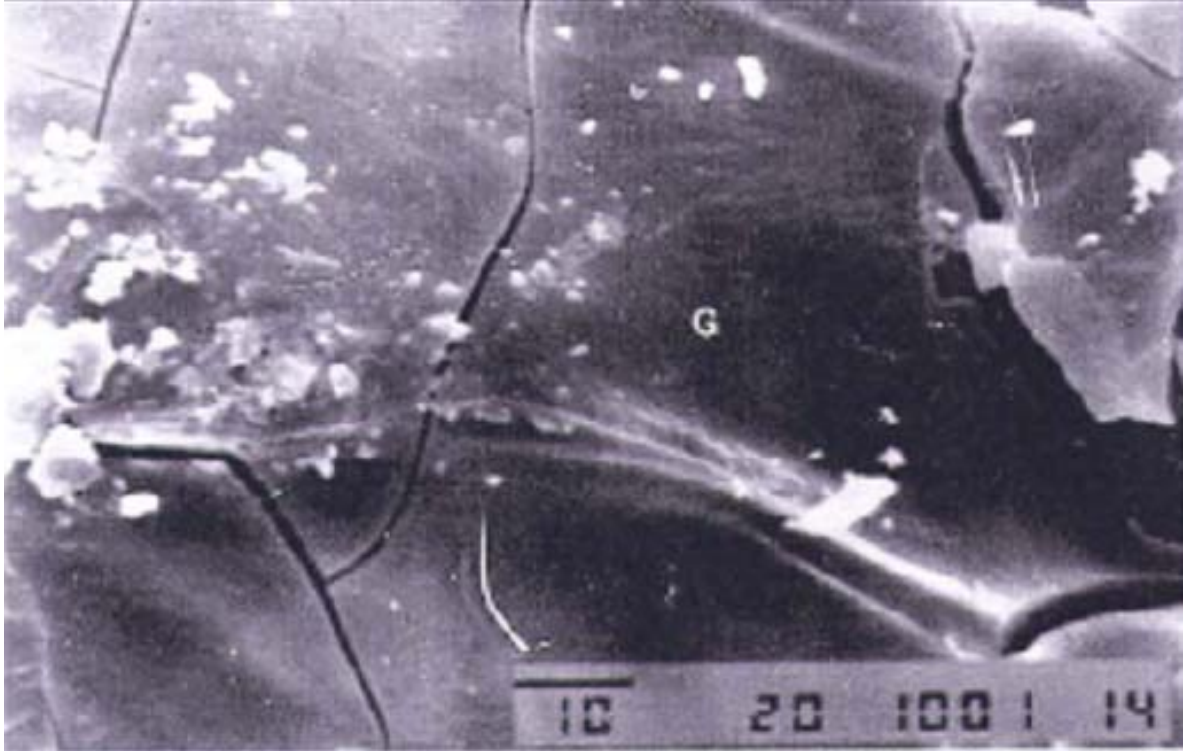


Figura 2.13 – Análise do MEV. Gel expansivo, aumento 1000 X

Fonte: SILVA, P. N. (2007)

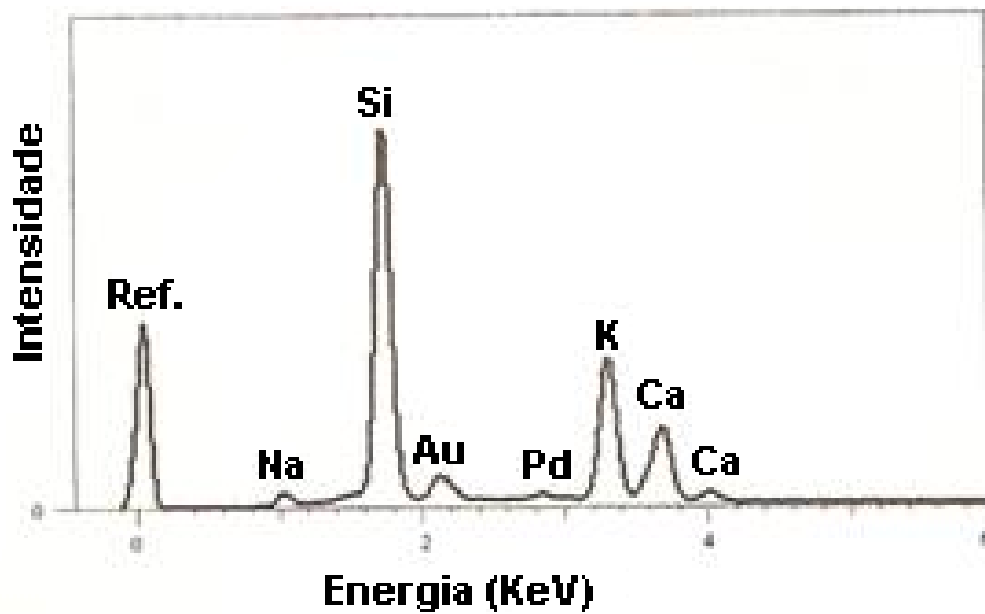


Figura 2.14 – Imagem de Espectômetro de Raio X por Energia Dispersiva (EDS)

Fonte: VEIGA et al. (1997)

Algumas considerações sobre a análise petrográfica:

Trata-se de um ensaio rápido; identifica potencialidade reativa de concreto e agregado, mas não revela se um agregado irá causar expansão deletério; são necessários outros ensaios para identificação e qualificação do RAA; deve-se realizar a análise com todos os microscópios (integração das diversas etapas); precisa ser realizada por um petrógrafo e é necessário que a amostra seja representativa.

b) Ensaio das Barras de Argamassa:

Metodologias: ASTM C227 (2003) e NBR 9773 (1987).

Foi desenvolvido a partir dos estudos de Stanton, entre 1942 e 1947, tendo se estabelecido como método em 1952. Utiliza-se uma combinação e fragmentos do agregado com certa parte de cimento, constituindo uma argamassa com um determinado fator água/cimento (a/c). “A observação da expansão de prismas (“barrinhas”) moldadas com essa argamassa permite caracterizar o agregado quanto ao comportamento com os álcalis do cimento”. (ANDRIOLO, 1997).

A expansão é considerada excessiva se ultrapassar 0,05% aos 3 meses, ou 0,10% aos 6 meses após a moldagem e cura. Este ensaio requer um tempo mínimo de observação de seis meses.

Alguns comentários e deficiências do método:

- a expansão aos seis meses pode não caracterizar expansão subseqüentes;
- a representatividade da mistura da argamassa, em correspondência às expansões que podem ocorrer em concreto;
- os agregados graúdos devem ser fragmentados para serem adaptados à granulometria requerida pelo método, o que pode causar distorções com relação às expansões no concreto;
- em caso de expansões excessivas, a norma sugere que sejam feitos outros ensaios para confirmação, como análise petrográfica do agregado e método químico;
- o método não é indicado para agregados de reatividade lenta, utilizados na maioria dos casos observados no Brasil (casos de Reação Álcali-Silicato). A ASTM sugere que para tais agregados devem ser realizados outros ensaios (ASTM C 1260 ou ASTM C 1293);

- o método tem duração muito grande e está em desuso.

c) Ensaio Acelerado das Barras de Argamassa:

Metodologias: ASTM C 1260 (2005) e NBRI

Foi desenvolvido entre 1985 e 1986 no NBRI – National Building Research Institute – África do Sul, por Oberholster utiliza as “barrinhas” de argamassa do Método ASTM – C 227, com dimensões 25 mm x 25 mm x 285 mm.

Investiga a RAA por meio da variação de comprimento de três barras de argamassa.

As amostras são imersas em água a 80 °C durante 24 horas e depois em solução de NaOH a 1 N a uma temperatura de 80 °C por 16 dias. Normalmente leva-se o ensaio até os 30 dias. A metodologia é, portanto, semelhante do ASTM C 227, porém com as amostras sendo estocadas em ambiente mais agressivo para acelerar o desenvolvimento da reação e tornar o ensaio mais rápido.

O traço é cimento: agregado 1:2,25 e a relação a/c = 0,45. O cimento utilizado deve estar dentro das especificações da ASTM C150 e que apresente expansão em autoclave inferior a 0,2 %.

São realizadas as seguintes leituras: 24 horas, 2 dias, 3 leituras intermediárias, 16 dias, 1 vez por semana.

Os resultados das leituras das expansões das barras:

- expansões inferiores a 0,10 % aos 16 dias: comportamento inócuo (ou não reativo);
- expansões superiores a 0,20 % aos 16 dias: expansões potencialmente deletérias;
- expansões com valores entre 0,10 % e 0,20 % aos 16 dias: possibilidade dos dois comportamentos. Neste caso, sugere-se estender o ensaio até os 30 dias e realizar investigações adicionais para confirmação da expansão como análise petrográfica do agregado, segundo Silva, P., (2007a).



Figura 2.15 – Método das Barras de Argamassas Acelerado. Imersão das barras em solução fortemente alcalina.

Fonte: SILVA, P. (2007a)



Figura 2.16 - Método das Barras de Argamassa Acelerado. Medição da expansão das barras

Fonte: SILVA, P. (2007a)

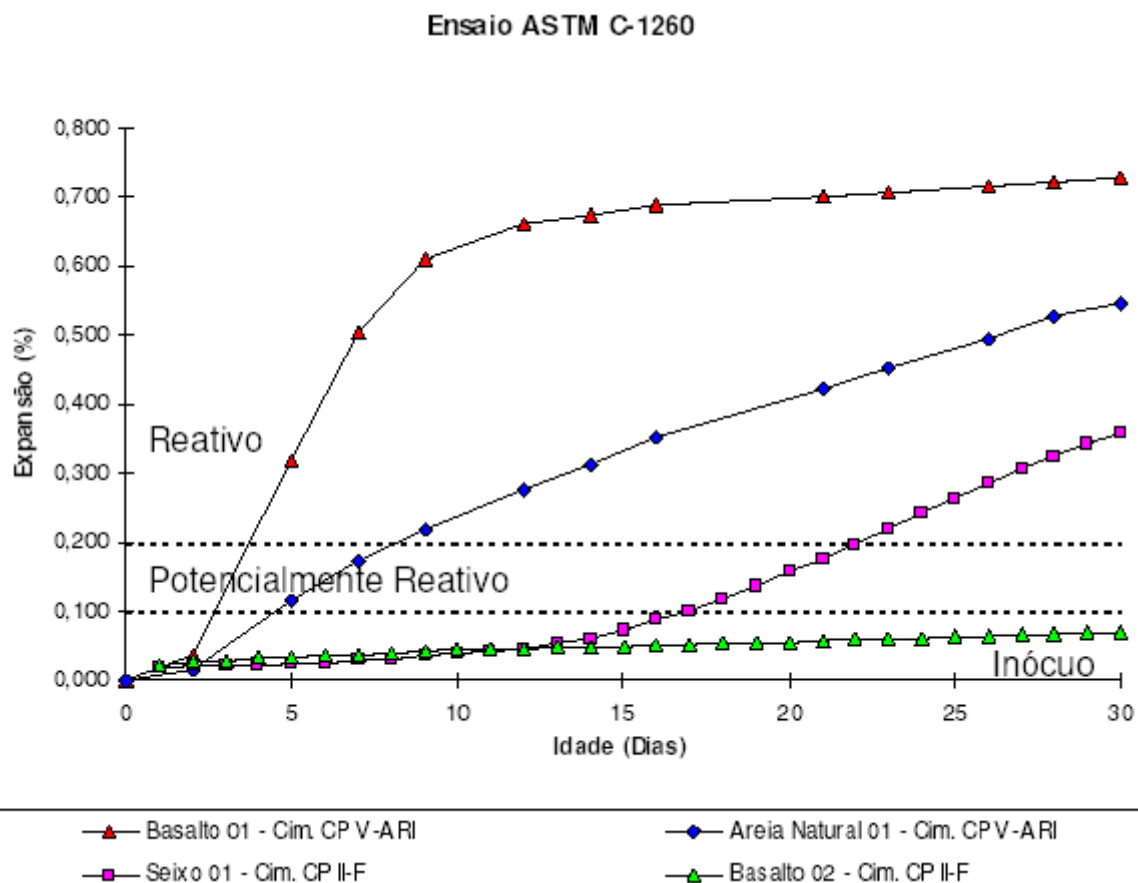


Figura 2.17 – Expansão das barras de argamassa

Fonte: SILVA, P. (2007a)

As metodologias do ASTM C-1260 e do NBRI têm sido debatidas sob vários pontos de vista, entre eles:

- ensaio muito severo – pode classificar agregados que não são reativos como tal;
- pode também classificar como não reativos agregados de reatividade lenta;
- a influência da fissura do cimento na intensidade da expansão;
- a importância da granulometria da areia obtida a partir da fragmentação do agregado para a produção da argamassa;
- a influência do tipo de equipamento usado para fragmentar o agregado, que altera os resultados;
- a importância do fator a/c ou do consumo de cimento na argamassa das “barrinhas”, para potencializar a reação de forma expansiva e nociva;
- a importância dos teores de álcalis ou totais ou disponíveis para produzir a nocividade;

- caso a expansão seja superior a 0,10 % o ensaio com o prisma de concreto deve ser realizado, para confirmação.
- uma norma brasileira recém aprovada apresenta algumas mudanças em relação à ASTM-C-1260. É a NBR 17555 – Agregados – Reação Álcali - agregado, aprovado em Agosto de 2008.

d) Ensaio Químico:

Metodologias: NBR. 9774 (1987) e ASTM C289 (2003).

Foi desenvolvido entre 1947 e 1952, por Richard Mielenz (apud ANDRIOLO, 1997), também conhecido por “Ensaio Químico Rápido”.

Investiga a reatividade de um agregado através da relação entre a concentração de sódica dissolvida (S_c) e a redução de alcalinidade (R_c). Como limite entre materiais reativos (deletérios) e materiais não reativos (inócuos) adotou-se a curva correspondente a relação $S_c/R_c = 1$.

A figura 2.16 mostra a curva $S_c/R_c = 1$ para análise da reatividade dos agregados com a representação dos resultados de vários agregados já ensaiados por outros métodos (análise petrográfica e expansão de argamassa em 1 ano).

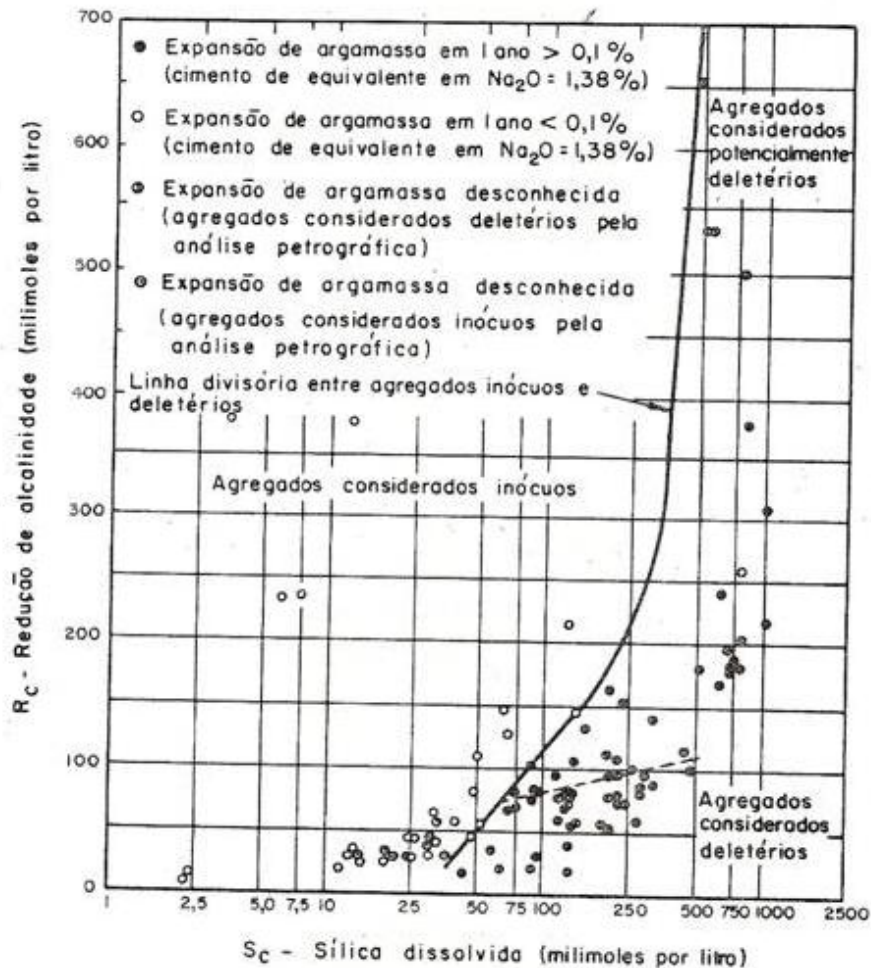


Figura 2.18 – Resultado do ensaio químico (ASTM C-289)

Fonte: GITAHY, (1982)

Metodologia do ensaio: utilizam-se 3 amostras de 25 g representativas do agregado (material moído, retido entre as peneiras ABNT 0,300 e 0,150mm). São imersas em solução 1 N de NaOH à temperatura de 80 °C, por 24 horas e determina-se a sílica dissolvida (S_c) e a redução da alcalinidade da solução (R_c). O ponto determinado por essas duas coordenadas é colocado em um gráfico do tipo mostrado na Figura 2.18, classificando o agregado em inócuo, potencialmente deletério ou deletério.

Alguns comentários sobre o método:

- método rápido, porém não totalmente confiável;
- confiável para agregados de levada reatividade, mas o mesmo não pode ser dito para agregados de reatividade lenta, como gnaisse, quartzito e xisto;

- quantidade considerável de carbonato no agregado pode alterar os resultados, reduzindo o valor medido da sílica dissolvida;
- podem ocorrer problemas também com agregados que possuem elevada quantidade de sílica solúvel;
- a ocorrência de valores na região inferior esquerda da curva $Sc/Rc = 1$ leva a questionamento, requerendo verificações adicionais;
- o resultado deve ser avaliado em conjunto com outros ensaios

e) Ensaio dos Prismas de Concreto:

Metodologia: ASTM C 1293 (2006)

Refere-se a método de ensaio de reatividade expansiva álcali-sílica pela variação de comprimento de três prismas de concreto de 285 mm de comprimento e seção quadrada de 75,0 mm \pm 0,7 mm de lado.

Metodologia de ensaio, segundo Silva, P., (2007a):

- para avaliar a reatividade potencial do agregado graúdo, utilizar agregado miúdo não reativo, segundo os limites da ASTM C1260 aos 16 dias; se o objetivo é investigar o miúdo, da mesma forma o graúdo não deve ser reativo;
- o volume do agregado graúdo seco em estufa e compactado por umidade de volume do concreto deve ser de 0,70 \pm 0,2 %;
- o agregado graúdo deve ter diâmetro máximo de 19mm com distribuição granulométrica especificada na norma ASTM C, através de britagem, se necessário;
- os prismas de concreto devem ser estocados em recipiente hermeticamente fechado, com atmosfera saturado de vapor d'água, numa sala com ambiente de atmosfera saturada de vapor d'água, a uma temperatura de 38° C;
- consumo de cimento de 420 kg/m³;
- relação água/cimento entre 0,42 e 0,45 em massa;
- adição de NaOH na água de amassamento até que o teor de álcalis do concreto, expresso em equivalente alcalino em Na₂O seja de até 0,9 % da massa do cimento (ou seja, 3,78 kg de álcalis por metro cúbico de concreto com consumo de cimento de 420 kg/m³);

- leituras nas idades de 7 dias, 28 e 56 dias, 3, 6, 9 e 12 meses e posteriormente a cada 6 meses;
- limites: expansões maiores ou iguais a 0,04 % após 1 ano indicam agregados de comportamento deletério;

A norma canadense CSA 23.2 – 27 A (apud PRISZKULNIK, 2005) adota este ensaio para definir três níveis de reatividade:

- não reativo, quando a expansão com 1 ano é menor que 0,04 %;
- moderadamente reativo, no caso de expansão a 1 ano ser entre 0,04 % e 0,12 %;
- muito reativo, quando a expansão com 1 ano é maior que 0,12 %.

Alguns comentários sobre o Ensaio dos Prismas de Concreto:

- avalia a reatividade do concreto e não da argamassa;
- duração: muito longo. Pesquisa-se o ensaio 1293 acelerado, visando reduzir o tempo para 3 meses, com temperatura de 60 ° C;
- os resultados são mais confiáveis que o ASTM 1260 (método das barras, acelerado);
- críticas quanto à representatividade do ensaio, devido a usar britas só até 19mm.



Figura 2.19 – Ensaio dos Prismas de Concreto

Fonte: SILVA, P. (2007a)

f) Ensaio Térmico:

Conhecido no Brasil como Ensaio Ossipov, nome do Engenheiro Albert Ossipov, que divulgou a metodologia, do Instituto Hydroproject, Moscou, segundo Andriolo, (1997). Investiga a reatividade de um agregado graúdo através da sua fragmentação quando submetido a elevada temperatura. Os agregados tem dimensões em torno de 30mm e são submetidos a uma temperatura de 900°C durante 60s.

Havendo fragmentação das peças de agregados, este é reativo com os álcalis. (ver Figura 2.20).

Não ocorrendo fragmentação não se pode concluir que o material não é reativo, havendo a necessidade de avaliação complementar, por outra metodologia. O método não se aplica a agregados de dimensões inferiores a 30mm, como areia, por exemplo.



Figura 2.20 – Ensaio Térmico / Albert Ossipov. Material deletério.

Fonte: ANDRIOLO, (1997)

Destes seis tipos de ensaios de laboratório descritos, apenas um está praticamente em desuso, que é o Ensaio das Barras de Argamassa (ASTM C-227). Os outros são os mais utilizados no Brasil e internacionalmente. Existem, no entanto, outros métodos de ensaios, alguns também em desuso e outros em fase de testes ou de adaptação e alguns utilizados em âmbitos locais, de alguns países, sem ainda, a credibilidade dos tipos descritos aqui.

2.5.2 Ensaios de Campo

Os dois métodos apresentados a seguir partem do princípio do contraste de imagens, segundo Silva, P., (2007a).

a) Método do Acetato de Uranila

Foi desenvolvido pelo governo dos Estados Unidos, em 1987, no Strategic Highway Research Program (SHRP). A área suspeita é escolhida para análise após

a realização de observações visuais. Aplica-se uma solução de acetato de uranila, sobre a superfície do concreto preparada para análise.

A visualização do contraste no concreto é realizada através do aparelho Spectroline, com utilização da incidência de raios ultravioleta (UV). Caso existam produtos da Reação Álcali-Agregado ocorre alteração da cor do concreto para verde e amarelo fluorescente na presença da luz ultravioleta. A mudança de coloração ocorre por troca iônica.

Comentários sobre o método:

- há um melhor desempenho em superfícies formadas recentemente;
- o emprego do método necessita de profissional experiente;
- há possibilidade de falhas por falso positivo ou falso negativo;
- o acetato de uranila é material radioativo, o que além do risco no manuseio, implica em necessidade de adotar destinação específica a todo o material contaminado.

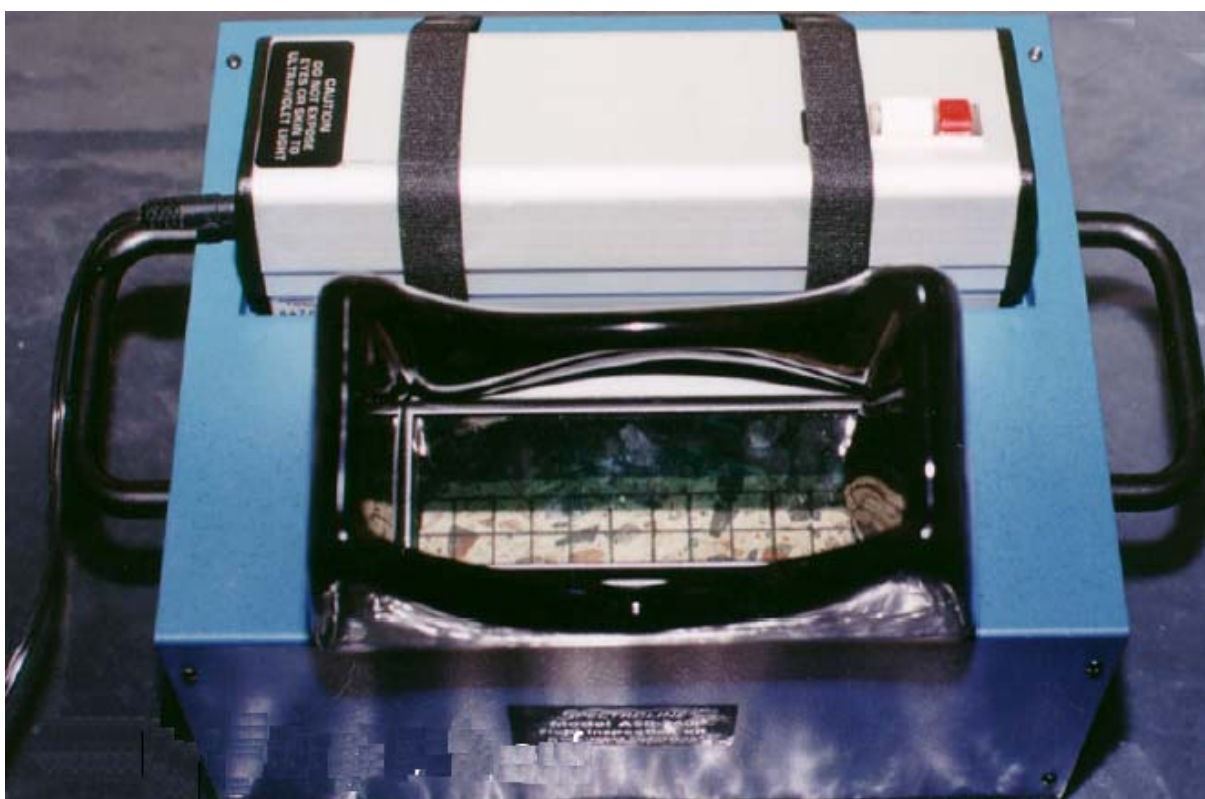


Figura . 2.21 – Spectroline – Método do Acetato de Uranila.

Fonte: SILVA, P. (2007a)

b) Método do Cobaltonitrito de Sódio

Foi desenvolvido pelos pesquisadores Guthrie e Carey, do Los Alamos National Laboratory, EUA. É também conhecido como Método das Manchas ou Método Geoquímico.

Após observações visuais, a área suspeita é definida para realização da análise. São aplicadas duas soluções: cobaltonitrito de sódio e rodamina. Na aplicação do cobalto-nitrito de sódio visualizam-se manchas amarelas e na rodamina, manchas rosa. A mudança de coloração é visível a olho nu, e aparece quando existe produto da reação, gel (Figura 2.22).

Comentários sobre o método:

- o método é pouco divulgado;
- a escolha do tipo de rodamina pode afetar o padrão de manchas do concreto;
- há a necessidade de um profissional experiente para aplicação do método.



Figura. 2.22 – Método do Cobaltonitrito de Sódio.

Fonte: SILVA, P. (2007a)

2.6 Prevenção e neutralização da RAA

Diante da grande dificuldade de estancar os efeitos da RAA, para as estruturas já afetadas e levando em conta que “deve-se supor que todos os agregados são reativos com os álcalis do cimento, até que se prove o contrário” (SILVA, P., 2007b), é necessário adotar medidas preventivas na fabricação do concreto para minimizar os riscos da ocorrência da RAA.

As medidas preventivas a serem adotadas são:

- escolha de agregados não reativos;
- utilização de adições minerais (material pozolânico);
- utilização de adições químicas.

2.6.1 Escolha de agregados não reativos

O ideal para evitar o RAA seria a utilização de agregados não reativos, porém nem sempre isto é possível devido ao alto custo para fornecer agregados de outras regiões distantes da obra. É necessário o conhecimento das características mineralógicas dos agregados e a combinação da sua utilização com um cimento de teor de álcalis que minimize os riscos da ocorrência da reação. É importante também não utilizar agregados com superfície específica muito grande (ou seja, muito finos), uma vez que isto aumenta o risco da reação.

2.6.2 Utilização de adições minerais

Quando não for possível evitar o uso de agregados com reatividade potencial, uma forma de minimizar o risco de RAA é através da substituição de uma parte do cimento por adições minerais.

Estas adições são realizadas utilizando materiais pozolânicos, como sílica ativa ou microsílica, cinza de casca de arroz, metacaulim, pozolana natural, cinza volante e escória de alto-forno. Para melhora da trabalhabilidade utilizam-se aditivos plastificantes.

A microsílica, comparada ao cimento Portland comum e a cinzas volantes típicas, apresenta uma distribuição granulométrica das partículas duas ordens de grandeza mais finas (ou seja, seus grãos têm em torno de um centésimo dos diâmetros dos grãos do cimento e das

cinzas). Por isso, o material por um lado é altamente pozolâmico mas, por outro lado, cria problemas de manuseio e aumenta consideravelmente o consumo de água do concreto, a menos que se acrescente aditivo redutor de água, segundo Mehta e Monteiro,(2008).

É necessária, entretanto, a utilização destes materiais nas proporções corretas, o que deve ser determinado através de investigações com o agregado a ser utilizado, sob pena de, ao invés de reduzir as expansões, ocorrer o efeito contrário.

Segundo Gitahy, (1982) a utilização de pozolanas no concreto traz outros benefícios, além de inibir a reação álcali-agregado: obtém-se um concreto fresco mais trabalhável, menos segregável e com menor exsudação, apresenta menor retração e menor calor de hidratação nas primeiras idades, maiores resistências finais, maior impermeabilidade e maior resistência às águas puras ou sulfatadas. Os teores de pozolana, para terem efeito sobre a reatividade álcali-agregado, dependem da reatividade da pozolana e geralmente precisam ser acima de 30%.

2.6.3 Utilização de adições químicas

Diversos pesquisadores têm utilizado adições químicas, principalmente compostos a base de lítio tanto para prevenir o desenvolvimento como para neutralizar a RAA em estruturas já afetadas. Da mesma maneira que com relação às adições minerais, é necessário promover ensaios que comprovem a eficiência do composto de lítio a ser utilizado levando em conta os outros materiais utilizados, ou a serem utilizados na obra. A maioria dos estudos converge para a utilização do nitrato de lítio, por ser o mais eficiente no combate à RAA. É importante esclarecer que alguns aditivos podem ser outra fonte de álcalis, cuja presença é mais significativa nos redutores de água e nos superplastificantes, sendo necessário determinar o seu teor, segundo Prizskulnik, (2005).

2.7 Controle e instrumentação da RAA

O monitoramento de estrutura em processo de ataque devido à RAA é de suma importância, e tem os seguintes objetivos básicos de acordo com Silveira, (1999):

- verificar se o concreto ainda está em fase de expansão;

- caracterizar a taxa de expansão com o tempo, definindo se está evoluindo de modo decrescente, constante ou crescente;
- possibilitar a calibração dos modelos matemáticos de análise do comportamento da estrutura;
- verificar a eficiência de obras de reparo, se realizadas;
- acompanhar o aumento da deformabilidade da estrutura, das fissuras internas e das distorções nos estados limites de ruptura e de utilização da estrutura.

A localização desses instrumentos é da maior importância para que se possa obter o máximo de informações. Deve-se evitar, por exemplo, instrumentos para medirem deformações em locais onde a expansão é restringida, devido ao fato de que as forças de compressão localizadas são maiores que as forças devidas à expansão da RAA. Da mesma forma estes aparelhos não devem ser localizados em trechos onde há confinamento da estrutura.

Dentre os instrumentos mais utilizados, estão, segundo Silva, P., (2007a):

- termômetros: para medir a temperatura da massa de concreto;
- piezômetros: para medição da pressão atuante;
- extensômetros de haste: mede-se deslocamentos, calcula-se deformações e taxa de expansão do concreto (subsídio para o projetista dos reparos);
- extensômetros de fita: mede deslocamento relativo entre dois pontos fixos. Muito utilizado em leitura de convergência de túneis.
- marco topográfico: para medição de deslocamentos verticais e horizontais;
- “Strain Gage”: mede deformações no concreto e na armadura. É o mais adequado para estruturas de concreto armado de edifícios, inclusive fundações;
- medidor triortogonal: mede deslocamentos de abertura ou fechamento e deslocamentos diferenciais ao longo da vertical ou da horizontal, nas juntas ou fissuras;
- medidor de umidade: mede a umidade interna do concreto, para verificar influência desta na RAA;
- sensores e automação: são utilizados para automatizar parte das leituras.

2.8 Ações retardadoras e mitigadoras

Uma vez iniciada a reação, muito pouco pode-se fazer para eliminar os seus efeitos deletérios. Pode-se, no entanto, adotar medidas visando retardar ou mitigar (abrandar) os efeitos sobre a estrutura.

Andriolo, F.R. (apud SILVA, P., 2007b) lista as seguintes medidas:

- tratamentos superficiais;
- utilização de membranas;
- reforços estruturais;
- liberação de deformações;
- demolição e reconstrução.

2.8.1 Tratamentos superficiais

O objetivo principal é impedir ou diminuir o ingresso de umidade no concreto. Os materiais empregados devem ser elásticos a ponto de não fissurarem ou romperem devido à expansão gerada pela RAA. Por isso, pinturas à base de epóxi não são aplicáveis, por seu comportamento rígido. São recomendados:

- pinturas à base de silano e siloxanos são benéficos em reduzir expansões devidas à RAA em elementos delgados de concreto, por evitar a passagem do vapor d'água pelo concreto, ocasionando seca progressiva;
- compostos à base de lítio têm sido utilizados por espalhamento na superfície ou por injeção, cujo problema principal é a pequena penetração no concreto, entre 2,5 e 3,0 cm;
- gás carbônico (CO₂): também utilizado para barrar a penetração de umidade na massa de concreto, deve ser usado com muito cuidado por ser um dos responsáveis pela corrosão de armaduras do concreto.

Vale ressaltar que os tratamentos superficiais não resolvem o problema da fissuração, havendo a necessidade de tratamento prévio das mesmas. Por outro lado, a aplicação de argamassas para fechamento das trincas traz um benefício de evitar o ingresso de umidade externa, “mas bloqueia o caminho para escoamento do gel, aumentando

conseqüentemente a pressão interna no concreto, aumentando as expansões e promovendo mais fissurações”. (SILVA, P., 2007b).

2.8.2 Membranas

Funcionam também como barreiras externas para proteger a estrutura de concreto, principalmente contra a entrada de umidade, que alimenta o desenvolvimento do R.A.S.

Existem vários tipos, como por exemplo as mantas asfálticas, que têm o inconveniente de terem pequeno prazo de validade e serem frágeis com relação à possibilidade de furos. Um tipo de grandes possibilidades para se desenvolver é o uso de mantas de PVC aplicadas sobre geotêxteis não aderidos ao concreto, utilizados em barragens. Segundo Silveira, J.F.A., (apud ÁVILA e FONTE, 2002) a vedação de uma barragem afetada por RAA poderia não reduzir de modo significativo a expansão futura da estrutura devido a uma disponibilidade de água relativamente alta que permanece no interior da barragem. As recentes experiências com vedação dos paramentos de barragens na França e em Portugal virão, após alguns anos de observação, esclarecer melhor a matéria.

2.8.3 Reforços estruturais

Baseiam-se na imposição de restrições à livre expansão do concreto, através de aplicação de forças externas, como protensão ou através do aumento das seções de concreto e de armadura.

Além disto, costuma-se executar um encapsulamento das peças estruturais para garantir a interrupção do fornecimento de unidades às peças de concreto.

Exemplos de blocos de fundação afetados pela RAA e recuperados estruturalmente, na Região Metropolitana do Recife, são apresentados no capítulo seguinte desta dissertação.

2.8.4 Liberação das deformações

É realizada através da abertura de juntas ou de vazios, com o objetivo de liberar a expansão na direção das juntas ou vazios, aliviando a estrutura dos esforços devidos à expansão, causada pela RAA.

Segundo (Silva, P., 2007b) esta intervenção já foi aplicada em algumas barragens de gravidade afetadas por RAA, como, por exemplo, a Apolônio Sales (Moxotó), da CHESF, e as canadenses Mactaquac e Beauharnois. Sua eficácia é questionável, por que é muito cara e geralmente temporária, pois a expansão continua, fecha a junta e obriga a execução de outras juntas novas, até que o processo de expansão cesse.

Após a abertura das juntas a taxa de evolução da abertura de fissuras desacelerou conforme relatado por Cavalcanti et al., (apud SILVA, P., 2007b) com referência a Moxotó, onde a taxa de evolução das deformações era de 80 – 100 $\mu\epsilon$ / ano e após a abertura de juntas reduziu 50 %.

2.8.5 Demolição e Reconstrução

São muitos raros os exemplos de demolição e reconstrução na literatura internacional. Um exemplo conhecido é o da barragem Drum Afterbay, na Califórnia. Gitahy, (1982), comenta que as fissuras não eram provenientes só de RAA, existindo expansões devidas à presença de sulfatos. Uma nova barragem foi construída imediatamente a jusante da antiga, que foi posteriormente demolida.

3 RAA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

Em vários edifícios e em uma ponte situados na RMR foram constatados quadros de fissuração em blocos de fundação típicos das manifestações de RAA. Na grande maioria dos casos, em mais de 30 obras, através de investigação, com a realização de diversos ensaios em testemunhos extraídos dos blocos, dentre eles, o de petrografia, foi diagnosticada a presença da reação álcali-agregado, segundo ANDRADE et al. (2006). Neste capítulo apresentam-se os casos de quatro obras recuperadas ou em fase de recuperação no Recife, cita-se um trabalho desenvolvido na UFPE com uma análise dos agregados de jazidas do estado de Pernambuco e ao final discorre-se sobre a necessidade de ampliação de estudos e pesquisas sobre o assunto.

3.1 Ponte Paulo Guerra, Recife/PE

3.1.1 Relatório técnico N.01-EST/99, elaborado pela FADE/UFPE

3.1.1.1 Introdução

A Ponte Paulo Guerra liga os bairros da Cabanga e do Pina e dá acesso à Zona Sul da cidade, onde se encontra o bairro de Boa Viagem, o mais populoso da cidade. Foi inaugurada no ano de 1979. Fica sobre a bacia do Rio Pina, em região muito próxima ao mar, sujeita à variação das marés.

Este relatório técnico foi contratado pela EMLURB – Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, pertencente à Prefeitura da Cidade do Recife, em 1999.

3.1.1.2 Descrição da ponte

Ponte em concreto protendido, com comprimento total de 453 m, faixa de rolamento de 15m de largura, passeios laterais de 2 m e guarda rodas de 50 cm de espessura.

A superestrutura é formada por dois caixões unicelulares unidos pela laje superior. A laje inferior tem altura variável e a superior, constante. Tem sete vãos contínuos de 47 m, com dois balanços extremos de 18,50 m recebendo, em suas extremidades, em dentes Gerber, vãos isostáticos de 10,10 m de comprimento.

Os encontros extremos são rígidos. As vigas laterais do caixão têm altura variando de 1,30 m no centro a 6,00 m nos apoios. Sobre os apoios, há um trecho de 3,20 m com altura de 6,00 m, constante. Cada caixão celular apóia-se diretamente sobre um bloco de apoio, não havendo, portanto, pilares. Em cada apoio existem, pois, dois blocos iguais, com dimensões 3,20 x 5,80 m, com altura variável. A Figura 3.1 mostra uma visão geral da ponte.

As estacas utilizadas são do tipo Franki, com comprimento médio de 30 m e diâmetros de 450 e 500 mm. No trecho onde os caixões apóiam-se nos blocos existem duas transversinas com a mesma altura dos caixões. Os aparelhos de apoio são colocados sob essas transversinas de apoio, diretamente sobre os blocos e são todos do tipo neoprene.

Os blocos de apoio são revestidos no fundo e parcialmente em suas faces laterais, por camadas de concreto armado formando caixas, chamadas de “cálices”, que foram construídos para serem utilizados como formas para a execução dos blocos (Figura 3.2).



Figura 3.1 – Vista geral da Ponte Paulo Guerra

Fonte: Acervo da Construtora CONCREPÓXI



Figura 3.2 – Vista dos blocos, cálices, apoios e aparelhos de apoio

Fonte: Acervo da construtora

3.1.1.3 Principais danos observados na estrutura

a) Superestrutura

Os caixões celulares encontravam-se, de um modo geral, em estado satisfatório, com poucos sinais de corrosão e de eflorescência. A exceção eram os trechos sobre os apoios extremos, que são atingidos pela água quando ocorrem as marés máximas. Nesses trechos extremos observava-se elevado grau de deterioração do concreto e corrosão da armadura. Na foto da Figura 3.3 observa-se que o concreto da camada de recobrimento já foi expulso, mostrando as armaduras, em alto estado de corrosão, diretamente em contato com os aparelhos de apoio. Por outro lado, as transversinas estão apoiadas diretamente no concreto, em pequenos trechos, aplicando fortes concentrações de tensões, não previstas no projeto estrutural, tanto no concreto quanto nos aparelhos de apoio.



Figura 3.3 – Deterioração do concreto nos apoios extremos.

Fonte: Acervo da construtora

b) Infraestrutura

• Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio das vigas principais apresentavam alto grau de deterioração, principalmente os dos apoios extremos, que ficam submersos por ocasião das marés máximas.

• Blocos de fundação

Todos os blocos de apoios das vigas principais apresentavam patologias dignas de atenção, principalmente fissuras. O quadro fissuratório era variável bloco a bloco, mas em geral as fissuras tinham formato de “mapa”, ou “teia de aranha”, algumas com grandes aberturas. As fissuras ocorriam mais no bloco propriamente dito, mas apareciam também nos cálices e nas placas premoldadas que revestem os cálices em suas bases. (Figura 3.4). Este formato da fissuração em peças de concreto é característico da ocorrência da reação álcali-agregado.

Os blocos de apoio dos vãos centrais da ponte apresentavam uma incidência maior de fissuração, apesar de que os apoios extremos encontram-se em meio mais agressivo, em zona de variação de maré, chegando a ficar submersos, condições favoráveis para a ocorrência da reação álcali-agregado e o ataque de cloretos e sulfatos.

Em alguns blocos as fissuras chegavam a aberturas da ordem de 5 mm e alcançavam grande profundidade.



Figura 3.4 – Vista do bloco de apoio de um vão central.

Fonte: Relatório da TECOMAT

3.1.1.4 Ensaios realizados

Para a determinação da causa dos danos observados foi necessária a realização de ensaios de laboratórios. Foram retirados dois corpos de prova de cada bloco de apoio, totalizando 22 corpos de prova. Eles foram coletados em faces opostas, situadas perpendiculares às linhas de corrente do rio, que eram as faces mais deterioradas. Os ensaios realizados foram:

a) Determinação do teor de cloretos e sulfatos

A determinação foi realizada em 12 amostras. Os ensaios foram realizados pela SM Controle de Qualidade Ltda, no Recife, conforme relatório apresentado no Anexo 1. Em resumo, o referido relatório conclui que todas as amostras apresentaram teores de cloretos elevados, sendo que os pilares ímpares, que ficam no lado sul, tiveram teores significativamente maiores, provavelmente por estarem mais expostos ao vento, fonte carreadora dos agentes agressivos. Conclui também que essas quantidades de cloretos encontradas favorecem à desagregação do

concreto, ao longo do tempo. Os teores de sulfatos encontrados também revelaram valores significativamente elevados.

b) Determinação da ocorrência de reação álcali-agregado.

Os ensaios foram realizados no laboratório da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, em São Paulo, SP, constando de análise petrográfica, com o objetivo de apreciar a durabilidade do concreto, com ênfase na diagnose da reação álcali-agregado. Foram realizadas análises utilizando microscopia estereoscópica, ótica e eletrônica de varredura.

Como resultado foi comprovada a ocorrência de reação álcali-agregado, do tipo álcali-silicato, tendo sido observadas macroscopicamente, várias características da reação, como material branco preenchendo poros e definindo bordas na interface, agregado-argamassa, posteriormente identificado no microscópio eletrônico de varredura como gel expansivo. Além disto, nos agregados miúdos e graúdos foi notada a deformação, materializada pela extinção ondulante, do quartzo e dos feldspatos presentes nas rochas, o que favorece o desencadeamento de reações expansivas do tipo álcali-silicato.

3.1.1.5 Causas da deterioração estrutural:

- dos blocos de apoio: reações álcali-agregado, causando fissuramento;
- das vigas da superestrutura: ambiente agressivo como umidade e teores de cloretos e sulfatos elevados, favorecendo a desagregação do concreto e o ataque às armaduras, que ocorrem só nos blocos de extremidade;
- dos aparelhos de apoio de neoprene: ocorreu o esgotamento do período de vida útil dos aparelhos.

3.1.1.6 Solução sugerida

O Relatório Técnico N. 01-EST/99 recomendou o não aproveitamento dos blocos existentes e a substituição dos mesmos. Recomendou também o macaqueamento das vigas nos apoios, para proceder a substituição de todos os aparelhos de apoio e a recuperação das

partes das vigas onde o concreto e a armadura estavam deterioradas. Um projeto estrutural da recuperação foi apresentado neste mesmo relatório técnico.

3.1.2 Relatório técnico elaborado pela empresa TECOMAT

3.1.2.1 Introdução

Em 2002 a EMLURB contratou um novo relatório técnico de inspeção e diagnóstico dos apoios e dos blocos de concreto de coroamento das estacas da Ponte Paulo Guerra. Foi contatada a empresa TECOMAT – Tecnologia da Construção e Materiais Ltda. que mobilizou uma equipe de profissionais coordenada pelo Prof. Engº Dr. Paulo Helene, e da qual fizeram parte, pela TECOMAT, o Prof. Engº Joaquim Correia, o Prof. Engº MSc Tibério Andrade, o Engº José Maria da Cruz Neto e a Engª Jussara Limeira de Araújo, bem como a Arq. Fernanda Pereira e o Engº Charles Siervi Lacerda, doutorandos do PPGEC da EPUSP. Foram contratados também exames laboratoriais realizados pela Engª Suzana Martorelli, da SM Qualidade e Controle Ltda. e pela Geóloga Miriam Cruxên Barros de Oliveira, do IPT/SP. (HELENE et al., 2002).

A empresa contratada apresentou um “relatório de entendimento da natureza, origem, mecanismo, extensão e gravidade dos problemas existentes”, visando subsidiar as alternativas de intervenção, indispensável para a futura elaboração de um projeto de recuperação da estrutura, de maneira econômica e confiável.

3.1.2.2 Histórico da construção

A ponte é sobre a bacia do Pina, formada pelos rios Tejipió, Jordão, Pina e pelo braço morto do Capibaribe, ligando o centro do Recife ao bairro de Boa Viagem.

A construção foi iniciada no ano de 1977. Segundo informações do Engº Guilherme Miguel Rossi, da empresa Estacas Franki, responsável pela execução das estacas e dos blocos de coroamento das estacas e do Engº Valdir José de Melo, responsável pelo projeto estrutural, a execução dos blocos foi inovadora e não seguiu o processo tradicional. Sobre as estacas foi construída uma caixa de concreto armado, chamada de “cálice”, que

serviu de forma para a execução dos blocos. Os cálices foram construídos em duas etapas: primeiro a laje de fundo e depois as paredes, similar ao que foi utilizado na execução dos blocos da Ponte Rio Niterói, no início da década de 70.

A superestrutura da ponte foi construída pela empresa Queiroz Galvão. O fck do concreto dos blocos foi de 17 MPa e da superestrutura, de 22 MPa.

Não há registro do início da fissuração dos blocos e apoios, que são a parte da superestrutura que se apóia sobre os blocos, a não ser da observação de pescadores que passam pelo local e engenheiros da Prefeitura que detectaram as fissuras, no final da década de 90, culminando com a contratação do laudo emitido pela FADE/UFPE apresentado por Fonte e Ávila, (1999).

A Prefeitura informou que durante os 24 anos de existência da ponte não foi realizado nenhum serviço de recuperação, reabilitação ou proteção do concreto da ponte.

3.1.2.3 Agressividade ambiental

a) Exposição ao ambiente e agressividade da água

De acordo com os critérios da nova norma brasileira NBR 6118, referente a projetos de estruturas de concreto, pode considerar, em princípio, que o ambiente circundante à obra tem agressividade forte a muito forte, correspondendo a grau 3 a 4 numa escala de 4 graus de agressividade, o que implica que o risco de deterioração da estrutura é de grande a elevado. Essa agressividade se justifica pela elevada umidade do ambiente e a presença de sais característicos de atmosfera marinha, além da ação de agentes agressivos, decorrentes de atmosfera urbana e industrial.

Foram feitos também estudos sobre a agressividade da água, com duas abordagens. Na primeira, foi feita a análise físico química de amostras de água sob a ponte, realizada pela Eng^a Suzana Martorelli, da SM Controle de Qualidade. A segunda constou da análise bacteriológica da água, realizada pelo ITEP – Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco (Ensaio nº 178.206), chegando aos seguintes resultados:

- os resultados enquadram a água, segundo a Norma CETESB L 1.007 como “água de mar, salobra, de esgoto ou poluída industrialmente”;
- o grau de agressividade do meio aquoso, de acordo com a mesma norma, devido aos elevados teores de cloretos, magnésio e sulfatos, foi enquadrado como de grau 4 (muito forte) e, como consequência, tende a provocar o fenômeno da expansão por formação de gipsita ou etringita secundária, acompanhadas de lixiviação;
- o elevado teor de cloretos também coloca em risco a estrutura, pois, pode penetrar no concreto e despassivar o aço, promovendo a corrosão nas armaduras;
- há também o risco de reações expansivas do tipo reação álcali-agregado, devido à grande umidade do meio ambiente e o grau de saturação do concreto nas estacas e blocos de coroamento das estacas;
- foi também constatada a contaminação por coliformes totais e termotolerantes, com identificação de bactérias escherichia coli, que também coloca o concreto em risco de uma ação deletéria por biodeterioração, ou seja, de natureza biológica.

b) Teor de sulfatos no concreto

Foram retiradas amostras de seis blocos da ponte e realizada a determinação de acordo com o método ABTN NBR 9917 – Agregados para Concreto – Determinação de Sais, Cloretos e Sulfatos solúveis, obtendo valores que variaram de 0,357% SO₄ a 0,625% SO₄ e concluiu-se que seria razoável considerar que não estaria havendo ingresso expressivo de sulfatos deletérios nos poros do concreto.

3.1.2.4 Inspeções – Ensaio de Campo

a) Metodologia de inspeção

A primeira iniciativa foi a inspeção preliminar, numa vistoria geral do local para avaliar o estado geral da Ponte Paulo Guerra, observar a natureza das manifestações patológicas presentes, avaliar o grau de incidência e estimar a gravidades das mesmas, além de definir as regiões para estudo detalhado.

Naquela vistoria geral preliminar foi constatado:

- manchas típicas de corrosão de armaduras nos apoios, armaduras expostas e, em alguns casos, destruídas em toda a seção;
- manchas típicas de lixiviação dos componentes do concreto, principalmente na face externa dos blocos de fundação;
- fissuras nos blocos de fundação com forma de “mapa”, provavelmente de expansão dos produtos de corrosão de armaduras e de outras reações expansivas tipo álcali-agregado ou expansão por sulfatos ou ainda por hidratação tardia dos óxidos de magnésio e de cálcio;
- sinais evidentes de deterioração precoce nos blocos de fundação e nos apoios extremos, junto aos encontros;
- deterioração no tabuleiro, deterioração em juntas de dilatação, buzínates, drenagens e guarda corpos.

Uma vistoria realizada no interior do caixão das longarinas da ponte indicou não haver problemas significativos neste local. Por isso, a segunda etapa da inspeção, que foi a inspeção detalhada, foi realizada apenas na região mais crítica, os blocos de fundação e os apoios (meso-estrutura).

Os ensaios realizados “in loco” durante a inspeção detalhada foram:

- Observação visual minuciosa;
- Esclerometria;
- Cobrimento horizontal;
- Cobrimento vertical;
- Carbonatação;
- Resistividade Seca;
- Resistividade úmida;
- Potencial de corrosão;
- Corrente de corrosão;
- Bitola horizontal;
- Bitola vertical;
- Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas.

b) Descrição da ponte

A extensão total da ponte é 453 m, com nove vãos de 47 m e dois vãos extremos de 15 m cada. Esses dois vãos constituem apoios enterrados, formando um conjunto de encontro, cortinas de contenção de aterros e contrapeso de balanço. O primeiro e o último vãos de 47 m contém um trecho, de 10,10 m de extensão, do tabuleiro, apoiado sobre dois dentes Gerber com juntas de dilatação, em dois balanços, um saindo do encontro e o outro do primeiro (ou do último) apoios.

A estrutura da ponte é formada por duas seções caixão ligadas pela laje superior, compondo a superestrutura, com altura variável de 6,00 m a 1,30 m e 20 apoios, ou pilares (a meso-estrutura), com 3,20 m de extensão com altura constante de 6,00 m. Neste trecho dos apoios existem duas transversinas, em cada caixão, com 0,70 m de espessura, que ocupam toda a seção transversal do caixão. Nessa vistoria foram analisados só os 16 apoios centrais, descartando-se os quatro apoios extremos que estavam enterrados e de difícil acesso. (Ver Figura 3.5)

O sistema de fundação é composto de:

- 12 estacas tipo Franki (ou dez, em alguns blocos), com diâmetro de 0,60 m e capacidade de carga de 170 tf;
- caixa de concreto, denominada cálice, que serviu de forma para execução dos blocos;
- os 16 blocos de fundação objeto dessa inspeção estão expostos à variação da maré. Eles estão alinhados dois a dois, formando oito fileiras de apoio. (Ver Figura 3.5). As cotas inferiores dos blocos estão aproximadamente no mesmo nível. De acordo com as cotas de projeto, o nível de maré máxima coincide com a cota superior do cálice dos blocos 3, 4, 13 e 14. Na prática, devido a ondas provocadas por barcos e, eventualmente, por enchentes no estuário, as águas lavam a face superior dos blocos. Já para os blocos 1, 2, 15 e 16, os mais extremos da ponte, sem contar os encontros, observa-se que a maré freqüentemente cobre os mesmos, lavando também a parte inferior dos apoios, que se encontram em estado avançado de deterioração por corrosão de armadura.

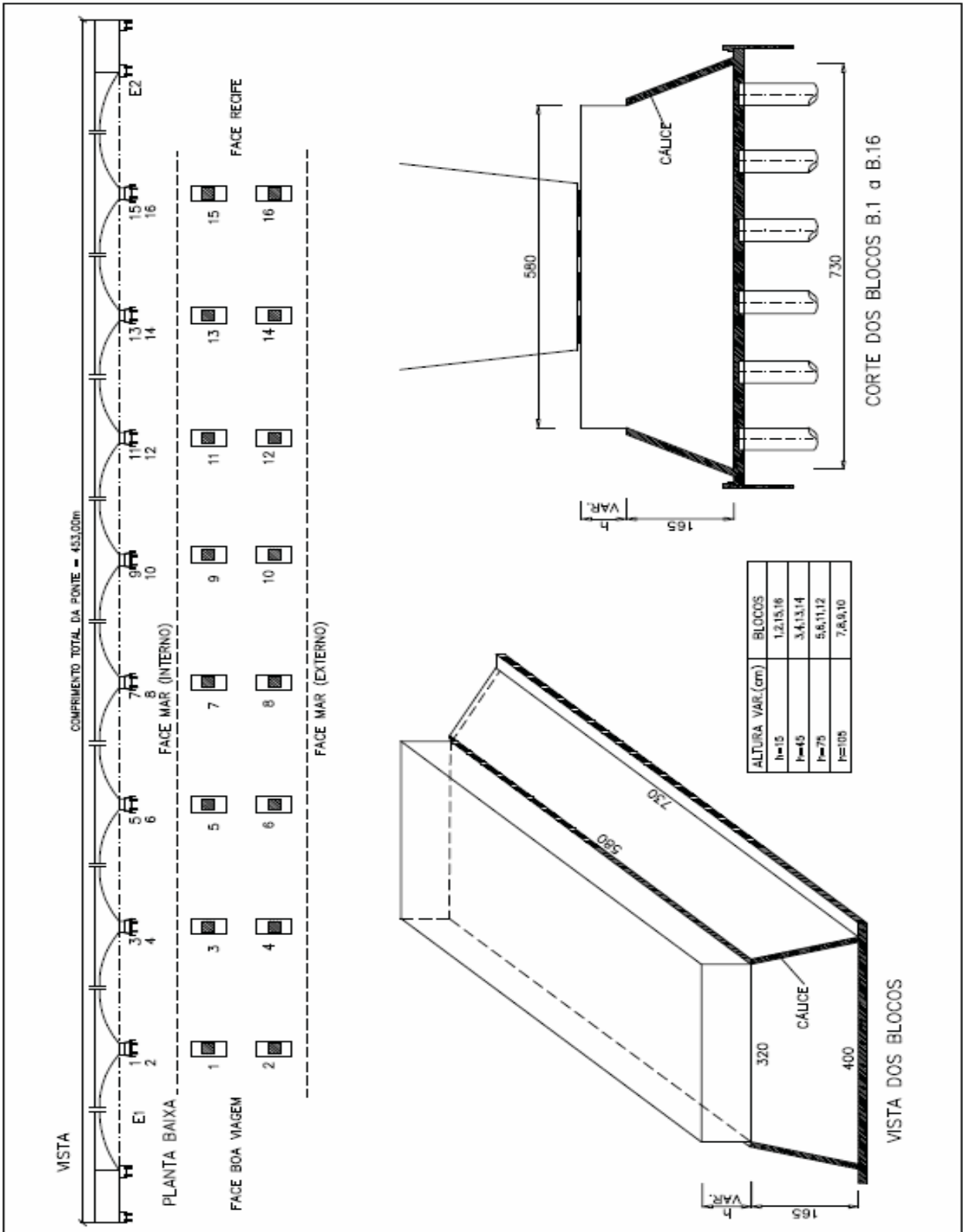


Figura 3.5 – Representação esquemática da ponte.

Fonte: HELENE, et al., (2002), adaptado pelo autor

c) Identificação das áreas inspecionadas e resultados dos ensaios

Dos 16 apoios e blocos analisados, foram escolhidos quatro apoios e cinco blocos para inspeção, de acordo com a representatividade em relação aos problemas patológicos manifestados.

Os resultados obtidos nas inspeções e ensaios realizados “in loco” nesses apoios e blocos foram subdivididos em dez áreas de ensaios e os valores apresentados em quadros, uma para cada área, cujo resumo será apresentado adiante.

Na etapa da vistoria detalhada, com extração de testemunhos e ensaios em laboratórios, outros blocos e apoios e áreas de ensaio também foram escolhidos de modo a assegurar uma representatividade confiável dos resultados e do diagnóstico.

Como a área de interesse para esta dissertação é a reação álcali-agregado, que teria acontecido nos blocos de fundação, a partir daqui vamos nos restringir à análise destes elementos (blocos).

• Posição, diâmetro e recobrimento da armadura

Para avaliação da posição, diâmetro e recobrimento da armadura empregou-se um detetor eletromagnético, conhecido como “pacômetro”. A técnica permite localizar a posição da armadura e depois, conhecendo o diâmetro da armadura, permite conhecer o cobrimento e vice-versa.

Todos os blocos de fundação apresentam a mesma disposição e bitolas de armaduras, variando apenas a quantidade e comprimento de algumas posições devido à variação de altura dos blocos.

De acordo com o projeto, o aço utilizado foi o CA-50, com o diâmetro de 12,5 mm na malha superior e 20 mm e 22 mm na malha inferior. Nas paredes foi empregada a bitola de 12,5 mm horizontalmente e as de 20 mm e 22 mm verticalmente, nas superfícies laterais do tronco de pirâmide.

O recobrimento adotado no projeto foi muito elevado, tendo sido de 10 cm na face superior do bloco, 15 cm na face inferior, 12,5 cm na superfície lateral do tronco de pirâmide e 10 cm no trecho de parede vertical do bloco (trecho superior).

Estes valores de projeto foram confirmados na inspeção, encontrando-se cobrimentos médios de até 79 mm (Figura 3.6). A pior situação ocorria junto à borda do cálice, que tem forma trapezoidal. Nesses locais, o cobrimento médio chegou a ser de 25 mm, enquanto que 5 % das armaduras estavam com apenas 14 mm de cobrimento.



Figura 3.6 – Recobrimento da armadura superior do bloco

Fonte: acervo da construtora

- **Profundidade de carbonatação**

Trata-se de um ensaio semi destrutivo, com o emprego de indicadores químicos, do tipo fenolftaleína ou timolftaleína, que permitem avaliar o pH da solução dos poros do concreto.

Nesses ensaios foi utilizada a fenolftaleína, coletando-se, em cada medida, a profundidade mínima e máxima da frente de carbonatação, bem como a média visual do avanço da frente.

Os resultados da profundidade de carbonatação encontrados foram pouco expressivos e pode se concluir que não são o agente principal de despassivação das armaduras dos blocos, por serem bem menores que o cobrimento das armaduras.

Essa constatação era esperada, pois o fenômeno da carbonatação do concreto em regiões muito úmidas é inexpressivo. A difusão do gás CO₂ nos poros saturados do concreto é muito dificultada, quando estes poros estão saturados de água.

- **Potencial de corrosão (E_{corr})**

A medição do potencial de corrosão permite analisar o estado termodinâmico da corrosão, ou seja, se a armadura está ou não despassivada e sendo corroída.

O potencial de corrosão variou dentro de uma faixa que vai de +60 mV a -150 mV, induzindo, aparentemente, que não há corrosão ativa nos blocos.

A maioria dos cobrimentos dos blocos são altos, em torno de 10 cm, o que dificulta a medida de potencial de corrosão.

- **Resistividade elétrica**

Trata-se de um método de ensaio para determinação da resistividade elétrica do concreto, considerada um dos parâmetros decisivos no controle da velocidade da reação. A resistividade elétrica controla o fluxo de íons que difundem no concreto, através da solução aquosa presente nos seus poros, sendo altamente sensível ao teor de umidade de equilíbrio e à temperatura do concreto, reduzindo-se com o aumento desta.

O concreto saturado de água comporta-se como um semicondutor, com resistividade elétrica da ordem de 10² Ωm, que indica probabilidade de corrosão alta, enquanto que seco em estufa ventilada, pode ser considerado isolante elétrico, com resistividade da ordem de 10⁶ Ωm, com probabilidade de corrosão desprezível, segundo classificação proposta por Browne et al, apud HELENE et al., 2002.

No caso dos blocos da ponte, a resistividade não foi medida, pois eles ficam saturados de água salobra permanentemente e a resistividade superficial do concreto, nesses casos, não tem significado prático.

- **Esclerometria**

O “esclerômetro de reflexão”, ou martelo suíço, é o aparelho usado para determinar a dureza superficial. Dependendo da dureza da superfície ensaiada, será menor ou maior a parcela da energia do impacto do martelo que se dissipa na deformação permanente da área ensaiada, sendo o resto conservada elasticamente, propiciando, ao fim do impacto, o retorno do martelo, que marca o valor conhecido como índice esclerométrico (IE).

Esse índice guarda uma relação com a resistência à compressão do concreto, propriedade de muita importância para avaliação do material do ponto de vista do comportamento mecânico e da durabilidade.

Quando as medições com o esclerômetro são realizadas nas proximidades dos pontos de extração de testemunhos de concreto para ensaios de resistência à compressão, fica mais fácil de estabelecer uma melhor correlação para extrapolar para outros pontos medidos na estrutura.

Os resultados obtidos demonstram que o concreto apresenta resistência à compressão adequada, do ponto de vista da segurança estrutural, neste caso acima de 20 MPa (o f_{ck} de cálculo, para os blocos, foi de 17 MPa).

Porém, do ponto de vista da durabilidade, o concreto utilizado deveria ter resistência à compressão em torno de 50 MPa para resistir bem às condições desfavoráveis da exposição do local. Pode-se concluir que a resistência encontrada, de 20 MPa foi insuficiente para assegurar a longa vida útil.

- **Corrente de corrosão**

Trata-se de metodologia de ensaio aplicada regularmente, a partir do começo da década de 70 por Carmem Andrade et al., apud HELENE et al., 2002, que adaptaram e desenvolveram as técnicas originalmente empregadas no fim da década de 50 por Kaesche et al., para armaduras envolvidas por argamassa e concreto. É também conhecida por polarização linear.

A resistência de polarização pode ser entendida como a inércia que o sistema possui em desenvolver um processo eletroquímico de corrosão, frente a uma polarização imposta. Utiliza o estímulo de uma diferença de potencial aplicada à

armadura, exercendo uma polarização ao redor do potencial de eletrodo original. Esse potencial deve ser medido antes da aplicação da polarização externa, por exemplo pelo método ASTM 876.

Foram obtidos resultados da corrente de corrosão para os apoios que eram fortes indícios de processo corrosivo ativo e significativo.

No entanto, a corrente de corrosão não foi medida nos blocos porque estes ficavam saturados de água salobra permanentemente e a corrente de corrosão, nesses casos, não tem significado prático, com o equipamento utilizado.

- **Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas**

As regiões dos blocos onde foram realizados os ensaios foi acima dos cálices, no trecho dos blocos onde as paredes laterais são verticais.

Os ensaios de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas têm o objetivo de analisar o estado do concreto no interior dos blocos.

As medições foram feitas na direção paralela à menor dimensão dos blocos, ou seja, no sentido longitudinal da ponte, tendo sido escolhidos locais próximos à face interna, embaixo da ponte, mais protegidos da ação direta das intempéries, onde se observa um menor grau de fissuração e expansão e também próximos à face externa, exposta à insolação e aquecimento, tendo sido verificada nessas regiões uma incidência bem maior de fissuração e expansão.

No sentido vertical, os pontos foram fixados em três posições, A, B e C, sendo A a mais alta, a 6 cm da face superior dos blocos, ou seja, na camada de recobrimento da armadura, e as posições B e C mais abaixo, a distâncias variáveis, dependendo da altura do trecho do bloco que fica acima do cálice.

Os resultados obtidos mostraram que:

- a velocidade de propagação da onda nas regiões acima da armadura apresentaram, em todos os blocos, valores bem inferiores e maior dispersão em relação aos outros pontos, evidenciando que as fissuras observadas externamente estão fortemente concentradas na zona de recobrimento, sendo estes resultados confirmados pelos testemunhos extraídos;

- os resultados dos pontos B e C, medidos nos blocos de maior altura, não apresentaram diferenças significativas, evidenciando a uniformidade do concreto após a camada de recobrimento, com relação ao grau de fissuração;
- valores de velocidade de propagação de ondas abaixo de 2.500 m/s denotam concretos muito deteriorados e de baixa resistência. Foram observados valores abaixo de 1.500m/s, evidenciando que as regiões externas dos blocos estão praticamente destruídas pelas reações deletérias;
- foram medidos, também, valores acima de 4.000 m/s, demonstrando que ainda há concretos nos núcleos desses blocos de resistência elevada e em bom estado de conservação.

3.1.2.5 Inspeção – ensaios especiais em laboratório

a) Extração de testemunhos de concreto

Foram extraídos 11 testemunhos traspassantes em seis blocos da Ponte Paulo Guerra. Os testemunhos foram extraídos de acordo com as recomendações gerais da NBR 7680. Destes testemunhos foram retirados corpos de prova para ensaios de resistência à compressão, segundo a NBR 5739 e para ensaios de absorção de água e volume de vazios, segundo a NBR 9778.

O objetivo destes ensaios é verificar se ocorreram alterações na estrutura interna dos concretos de modo a comprometer as propriedades físicas, tais como o módulo de elasticidade e a resistência à penetração de agentes agressivos, esta última correlacionada com a absorção de água, índice de vazios e massa específica, que refletem a compacidade e a porosidade dos concretos.

Os testemunhos foram extraídos com furos ora horizontais, ora verticais, em locais escolhidos de acordo com a menor ou maior incidência de fissuração e ataques de agentes agressivos. As Figuras seguintes, 3.7 e 3.8. referem-se a testemunho extraído do Bloco 7, através de furo horizontal localizado na parte externa do bloco, extraído na menor direção do bloco, em cima da fissura lateral de maior abertura (6 mm), com comprimento de 3,20m, ou seja, houve o traspasse total do bloco (Figura 3.7). Na Figura 3.8 é mostrado o detalhe da fissura na superfície lateral do bloco.



Figura 3.7 – Testemunho extraído através de furo horizontal no Bloco 7.

Fonte: HELENE et al., 2002

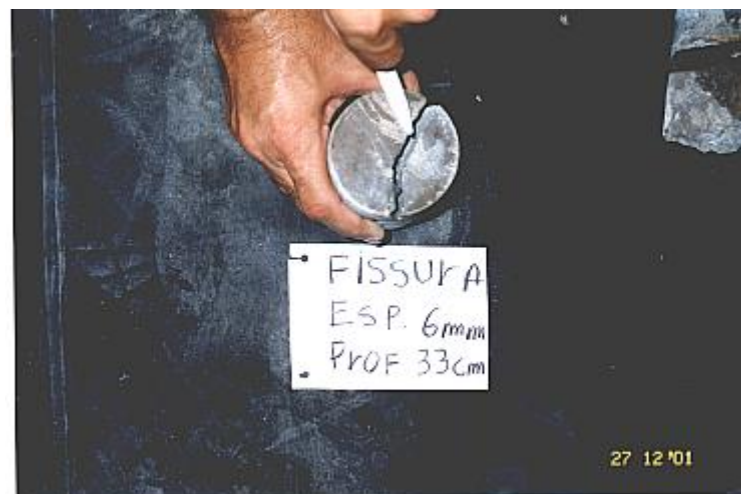


Figura 3.8 – Testemunho extraído do Bloco 7. Detalhe da fissura na superfície.

Fonte: HELENE et al., 2002.

Análise dos testemunhos:

- Todos os testemunhos extraídos dos blocos apresentaram a formação da eflorescência esbranquiçada. Não ficou caracterizada uma maior incidência próxima às superfícies dos blocos;

- Alguns testemunhos apresentaram nítido depósito dessa substância na interface entre o agregado e a pasta, como mostrado na Figura 3.9, cuja foto foi tirada de uma seção do testemunho a 5 cm do início, ou seja, da face do bloco, referente a um furo horizontal no Bloco 12, na menor direção do bloco, mais próximo da face interna e a uma distância de 50 cm do topo do bloco;



Figura 3.9 – Detalhe das auréolas brancas nas bordas dos agregados no Bloco 12.

Fonte: HELENE et al., 2002.

- Alguns agregados dos testemunhos apresentam aspecto friável, ou seja, que pode reduzir-se a fragmentos como se tivessem sofrido alguma alteração, sendo visível a interface deteriorada, entre o agregado e a pasta;
- Apesar da grande intensidade de fissuras nos blocos, situadas principalmente no lado externo sul da ponte, os testemunhos indicaram que, em sua grande maioria, as fissuras não ultrapassaram a camada de recobrimento;
- No Bloco 7, onde os testemunhos foram extraídos em cima das fissuras de maior abertura, entre todos os blocos observados, as fissuras ultrapassaram a camada de recobrimento.
- Foi confirmado nos testemunhos o que foi detectado no ensaio do pacômetro, o recobrimento extremamente alto das armaduras dos blocos, maior do que estava determinado no projeto estrutural, entre 10 e 15 cm, chegando, em alguns blocos, o recobrimento na faixa de 20 cm.

b) Extração de testemunhos de aço

Os testemunhos de aço foram extraídos junto com os testemunhos de concreto. Foram, portanto, de pequenas dimensões e utilizados apenas para observação visual de evidências de corrosão. O aço é do tipo CA-50, laminado e quente.

c) Perfil de cloretos

Os cloretos podem ser encontrados no concreto de duas formas: como cloretos livres, ou seja, na forma de íons na água dos poros, conhecido como solução intersticial, ou como cloretos combinados, formando parte das fases hidratadas do cimento. Os cloretos do primeiro tipo são os realmente perigosos e agressivos à armadura e os do segundo tipo geralmente se encontram combinados na forma de cloroaluminatos.

A soma dos livres e dos combinados é denominada cloretos totais. Ainda que os cloretos solúveis em água sejam os únicos que podem provocar a corrosão, é conveniente determinar os cloretos totais, pois parte dos combinados podem vir a ficar disponíveis para reações deletérias devido a fenômenos tais como carbonatação ou elevação de temperatura. Praticamente todas as normas estabelecem o limite de cloretos em termos de cloretos totais.

Normalmente interessa conhecer o teor de cloretos no concreto que circunda ou envolve a armadura, pois essa é a contaminação que realmente atacará a armadura, despassivando-a.

Não existe um consenso sobre o limite de cloretos abaixo do qual seja possível afirmar que não haverá despassivação e ataque à armadura, pois isto depende de inúmeras variáveis, como o tipo de cimento, da sua finura, da proporção de aluminato tricálcico, do consumo de cimento por m^3 de concreto, do estado da superfície do aço, das condições ambientais, da relação água/cimento e outros.

Como limite muito geral, considera-se que 0,3 % a 0,4 % em relação à massa de cimento, ou cerca de 0,05 % a 0,10 % em relação à massa do concreto, são quantidades suficientes de cloretos totais para despassivar o aço. No entanto, são conhecidos casos de armaduras corroídas em concretos com teores inferiores a esses limites, assim como armaduras não corroídas em concretos com teores de cloretos superiores a esses limites.

Para os blocos da Ponte Paulo Guerra os resultados indicaram teores elevados. Na superfície foram encontrados teores totais de cloretos variando de 0,20 % a 0,67 % em relação à massa de concreto, cujo limite máximo seria 0,10 %, estando, portanto, muito acima do limite recomendável. No interior dos blocos a contaminação cai a teores inferiores a 0,4 %.

d) Módulo de elasticidade e resistência à compressão e à tração

Dos testemunhos extraídos foram preparados cinco corpos de prova cilíndricos, para cada bloco, com as dimensões 7,3 cm x 14,6 cm. Com esses corpos de prova foram realizados os ensaios mecânicos de resistência à compressão e resistência à tração na compressão diametral.

O concreto das partes mais externas dos blocos apresentou resistências à compressão e à tração inferior ao concreto do núcleo dos blocos.

Foi verificada visualmente a influência negativa da alteração da auréola de deterioração observada nas bordas dos agregados.

Também observou-se que houve grande dispersão dos resultados, com coeficiente de variação superando os 20 % máximos admitidos numa produção de uma obra de concreto. O módulo de elasticidade também apresentou resultados muito baixos.

Estes resultados das dispersões elevadas e dos módulos de elasticidade baixos são fortes indicativos de reações químicas e físico químicas intensas e deletérias.

Ficou claramente evidenciada a diferença entre os concretos da parte superficial dos blocos, muito mais deteriorado e o concreto do núcleo dos blocos, que ainda apresente índices convincentes de concreto em bom estado de conservação.

e) Absorção de água

O ensaio de absorção de água e de cálculo de volume de vazios é importante para conhecer a microestrutura do concreto e avaliar a sua interatividade com o meio ambiente, pois é através dos poros capilares que se processa a penetração dos agentes agressivos.

Foram selecionados os testemunhos de três blocos, B1, B4 e B10 e retirados corpos de prova para realização dos ensaios, alcançando índices de vazios com valores compreendidos entre 15,41 % e 15,86 %.

Considera-se que os valores de volume de vazios superiores a 15 % denotam concretos muito porosos e inadequados a ambientes agressivos, confirmando, mais uma vez, a inadequabilidade do concreto à agressividade do ambiente. Concretos com volume de vazios abaixo de 10 % são considerados duráveis.

f) Estudo petrográfico

Os estudos petrográficos, realizados no IPT/SP, confirmaram a auréola degenerativa ao redor dos bordos dos agregados graúdos, evidenciando a reação álcali-agregado.

A reação de formação de etringita também foi observada, porém não com uma intensidade que evidenciasse uma reação degenerativa de expansão por sulfatos, causada pelo íon $(SO_4)^{-}$. O cátion pode ser Ca, K, Mg, Na.

g) Mapeamento de fissuras

Foi realizado um mapeamento das fissuras bloco a bloco. Nas Figuras 3.10 e 3.11 são mostradas as faces lateral e superior de um bloco, com fissuramento intenso.



Figura 3.10 – Face lateral do bloco 10, lado do mar

Fonte: HELENE et al., 2002.



Figura 3.11 – Face superior do bloco 10, lado do mar

Fonte: HELENE et al., 2002

Observa-se que há fissuras de duas naturezas. A maioria tem forma de mapa ou de “pé de galinha”, típicas de um fenômeno expansivo, neste caso a reação álcali-agregado. “A outra, de natureza estrutural, vertical, no centro do bloco e com abertura maior no bordo superior, ou seja, de flexão, indicando um provável início de falha da armadura dos blocos de fundação.” (HELENE et al., 2002 p. 57).

3.1.2.6 Mecanismos de envelhecimento

a) Considerações iniciais

Do ponto de vista estrutural, o concreto utilizado atende perfeitamente às exigências de estabilidade e desempenho estrutural. No entanto, para o ambiente agressivo onde a obra foi construída, deveria ter sido utilizado um concreto de qualidade muito superior, para evitar o envelhecimento precoce.

Considerando os resultados obtidos, as informações levantadas e as análises realizadas, pode-se afirmar que os dois principais problemas patológicos de envelhecimento acelerado e precoce dessa ponte são: corrosão das armaduras nos apoios e reação álcali-agregado nos blocos de fundação.

b) Corrosão de armaduras

Apesar da grande importância da agressão por cloretos nessa obra, considerando que sua maior ocorrência é nos apoios e que o objetivo deste trabalho é o estudo da existência da reação álcali-agregado nos blocos de fundação, não será detalhado aqui o mecanismo de corrosão das armaduras.

c) Reação álcali-agregado

Essa reação também é conhecida por reação álcali-sílica e álcali-silicato, pois se refere a um conjunto de reações possíveis entre os álcalis do cimento, NaOH e KOH, com certos minerais amorfos que contêm sílica na sua estrutura molecular.

Fissuras, pipocamento e exsudação de um fluido viscoso álcali-silicoso são manifestações típicas do fenômeno, que em geral reduzem a resistência à compressão e tração do concreto e diminuem drasticamente seu módulo de elasticidade.

A presença dos íons hidroxila (OH^-) e íons metálico-alcálicos (Na^+ e K^+) parece ser necessária para a reação de expansão e pode ser fornecida por fontes externas, como água do mar, ou estar disponível nos materiais constituintes do concreto. Constata-se que opala, obsidiana, cristobalita, tridimita, calcedônia, rochas vulcânicas e outras mais raras, são potencialmente reativas.

Do ponto de vista de observação visual e em microscópio de natureza petrográfica, as evidências da reação podem ser comprovadas por: gel na borda dos agregados, gel no interior de vazios, eflorescências brancas, fissuras na interface agregado-pasta e, às vezes, fissuras nos próprios agregados.

Os agregados graúdos utilizados na composição do concreto dos blocos de fundações da Ponte Paulo Guerra apresentam características que facilitam a reação álcali-agregado, quais sejam: cristais de quartzo microgranulados (grãos $< 0,15$ mm) e cristais de quartzo com forte extinção ondulante. Estes aspectos são observados especialmente nos agregados de milonito possivelmente granítico, e de hornblenda-biotita monzogranito a granodiorito gnáissico.

d) Outras reações deletérias

A temperatura tem grande influência no desenvolvimento das reações químicas e deve ser considerada na análise de durabilidade das estruturas de concreto. Devido a isto é que nas estruturas situadas em países de clima equatorial e tropical, a deterioração química é mais grave que nos países de clima temperado.

Em regiões urbanas densamente povoadas, como no Recife, os gases ácidos presentes na atmosfera são dissolvidos pela água de chuva e precipitam sobre as estruturas de concreto impregnando-as e contribuindo para a redução da alcalinidade original, favorecendo a aceleração do processo de carbonatação.

Por outro lado, partículas em suspensão típicas de atmosfera marinha, urbana e industrial são depositadas por impactação nas superfícies das estruturas de concreto, contribuindo para a retenção de água, penetração por difusão e absorção capilar, acidificando ou neutralizando a superfície, originalmente alcalina, do concreto. É assim que estruturas similares, projetadas e construídas de forma semelhante, apresentam diversidade na vida útil, dependendo do ambiente em que se encontram, especialmente no que se refere a carbonatação e penetração de cloretos.

3.1.2.7 Diagnóstico e prognóstico

A ausência de manutenção preventiva adequada permitiu o livre desenvolvimento do processo corrosivo das armaduras nos apoios, assim como a não substituição periódica dos aparelhos de apoio acarretou esforços excessivos no concreto dessa região, não previstos no projeto original, e que acabaram por destruir grande parte do concreto, localmente, por fissuração e destacamento, devido às forças de expansão dos produtos da corrosão com o natural risco de esmagamento do concreto.

No caso dos blocos de fundação, além da corrosão das armaduras de alguns cálices, há, principalmente, intensa deterioração do concreto por reações expansivas álcali-agregado.

Com base nas informações e resultados disponíveis e anteriormente discutidos, o diagnóstico dos problemas da Ponte Paulo Guerra pode ser assim formulado:

a) Mecanismo

Reação álcali-agregado entre os álcalis do cimento e os agregados utilizados nos concretos dos blocos de fundação, comprovada por redução do módulo de elasticidade, da resistência à compressão e tração do concreto e por reduzida velocidade de propagação de ondas ultra sonoras, além da análise petrográfica, que registrou auréola reativa. Ficou evidenciado que o fenômeno está mais intenso na periferia dos blocos até uns 15 a 20 cm, sendo que no núcleo o fenômeno existe mas ainda não destruiu o concreto.

Outros mecanismos, como corrosão eletroquímica das armaduras nos apoios, e outros de menor importância não serão tratados neste item, por fugirem ao escopo do trabalho.

b) Agentes causadores

Reatividade intrínseca dos constituintes do concreto: por um lado excesso de álcalis no cimento e por outro agregados reativos, que, em presença de água reagem de forma intensa e generalizada.

c) Sintoma e origem do problema e agentes agravantes

Fissuras, destacamento leve e expansão da superfície do concreto são os sintomas da reação álcali-agregado.

A origem dessa reação, expansiva e deletéria, está na fase da escolha dos materiais, durante a etapa de execução da obra, onde não foram realizados os ensaios exploratórios de reação álcali-agregado potencial, com o cimento e com os agregados empregados no concreto utilizado nos blocos de fundação.

Caso os ensaios tivessem sido realizados, seria constatada a reatividade potencial e haveria condições para substituir algum dos materiais envolvidos ou adotar medidas para mitigação da reação.

O ambiente agressivo, úmido e quente, de alguma forma acelerou ou facilitou a ocorrência desses problemas patológicos.

d) Prognóstico

Por prognóstico entendem-se as conjecturas técnicas que se podem fazer, a partir das informações e resultados disponíveis e obtidos. Essas conjecturas são normalmente, realizadas dentro de dois cenários: um de não realizar nenhuma intervenção e outro de realizar uma intervenção adequada.

Inicialmente discute-se a extensão e gravidade dos problemas atuais, para, em seguida, discutir o prognóstico propriamente dito.

- Extensão e gravidade do problema: o concreto atacado por reações expansivas e deletérias concentrou-se nos 20 blocos, afetando o comportamento dos mesmos, sendo que alguns deles já apresentavam, além das fissuras de expansão, fissuras com aspecto de decorrentes de limite de capacidade portante em serviço. Apesar de se tratar de um fenômeno generalizado e grave, os estudos mostraram que as partes externas dos blocos é que haviam sido mais atingidas, e que foi possível encontrar concretos afetados, porém ainda resistentes, nos núcleos dos blocos de fundação.
- Cenário de não intervenção: risco de curto e médio prazo de os blocos entrarem em colapso, pois o fenômeno deletério já está muito avançado e em alguns blocos já atingiu e superou o limite de serviço da estrutura.
- Cenário de intervenção corretiva adequada: qualquer que seja a solução a ser implementada, deve ser definitiva e segura e sempre haverá necessidade de inspeção periódica a cada quatro anos.

3.1.2.8 Alternativas de intervenção

Os principais elementos afetados da estrutura são as laterais e os fundos das vigas longarinas e o fundo das vigas transversinas, chamados até aqui de apoios, os blocos de fundação e outras partes, tais como muretas laterais da laje, aparelhos de apoio, dispositivos de drenagem e encontros (extremidades).

Para os blocos de fundação apresentam-se alternativas de intervenção, a seguir. Quanto aos demais elementos, não serão detalhados, em respeito ao escopo deste trabalho.

a) Blocos de fundação

Demolição da parte externa mais afetada; cintamento com concreto armado ou protendido com pressão de confinamento de pelo menos a metade das pressões de expansão dos produtos de corrosão; alteamento, com macaco hidráulico tórico, da superestrutura, para recuperação do fundo dos apoios e substituição de aparelhos de apoio. Deve ser usado concreto adequado, com inibidores de reação, à base de lítio, por exemplo, com resistência à compressão mínima de 50 MPa ($f_{ck} \geq 50$ MPa).

b) Projeto de reabilitação

Deve ser elaborado um projeto detalhado de recuperação em que se indique a seqüência dos procedimentos e as etapas de trabalho para correção do problema da reação álcali-agregado nos blocos de fundação (terapia).

O projeto em questão deverá definir:

- Serviços: descrição detalhada dos serviços de recuperação e proteção, definindo procedimentos e controle;
- Materiais: seleção e especificação de materiais para recuperação, reforço e proteção, definindo a natureza dos produtos, os procedimentos de utilização, os controles de preparação e manuseio;
- Equipamentos: descrição dos equipamentos e ferramentas necessárias em cada etapa dos serviços;
- Mão-de-obra: descrição das incumbências, cargos e responsabilidades dos profissionais envolvidos em cada etapa dos serviços;
- O procedimento técnico completa-se com o plano de proteção ambiental e de segurança no trabalho;

- Recomenda-se, também, o acompanhamento e o controle da intervenção, uma avaliação técnica da solução adotada, por meio de ensaios de desempenho “in loco” ou em laboratório e o registro do caso.

3.1.2.9 Recomendações finais

Os problemas patológicos existentes e diagnosticados atingem uma porção significativa da estrutura e requerem intervenção corretiva imediata (recuperação e proteção adicional) para interromper o rápido e grave processo de deterioração observado e para aumentar a vida útil da obra.

Há que se considerar também a evolução dos custos de intervenção em estruturas, ao longo do tempo. Quanto maior for a demora para se tratar uma obra que está em processo de deterioração, maior o custo da correção dos problemas, variando em progressão geométrica de razão 5, conforme mostrado na Figura 3.12, o gráfico conhecido como Lei de Sitter.

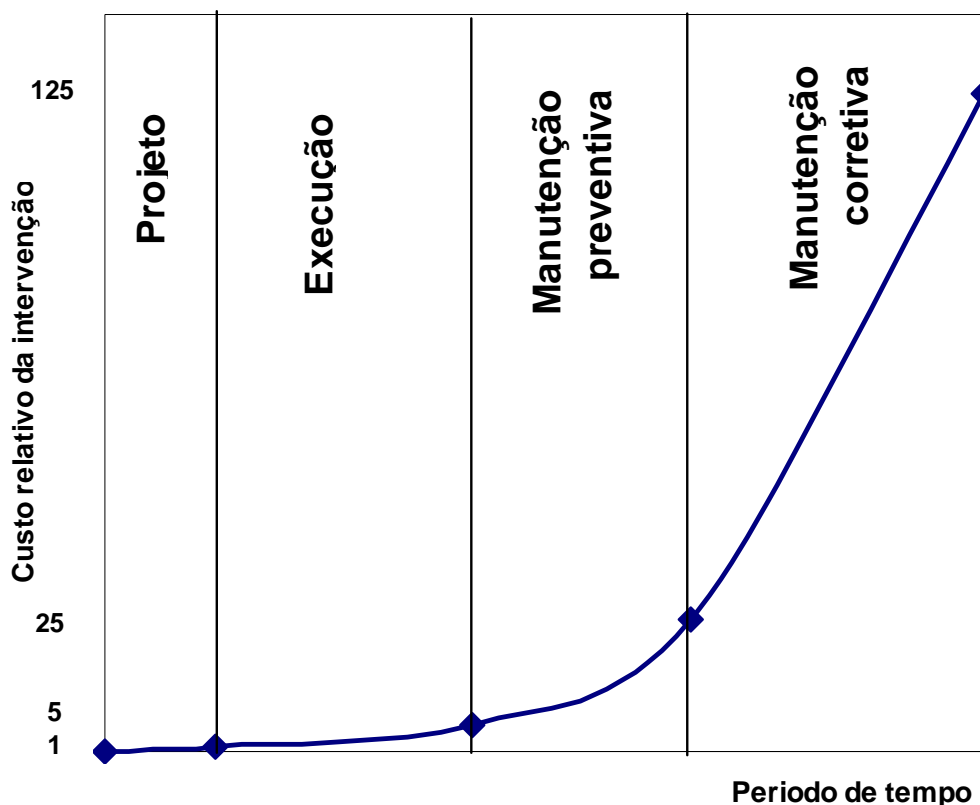


Figura 3.12 – Lei de Sitter – Evolução dos custos de intervenção com o tempo.

Fonte: HELENE et al., 2002 adaptado pelo autor.

Como se observa na figura 3.12, o custo de intervenção tende a elevar-se rapidamente caso esta tarefa seja postergada. Compara-se os custos se a atuação de construção de uma obra durável for prevista na fase de projeto, ou durante a construção, ou se for feita uma manutenção preventiva, posteriormente, ou, finalmente, se for feita apenas a manutenção corretiva, após o aparecimento dos problemas. Em outras palavras, mesmo reabilitações normais ficam muito mais caras, quanto mais tempo se demore a intervir.

Tal tendência aplica-se bem ao caso de recuperação das estruturas de concreto da Ponte Paulo Guerra, pois trata-se de mecanismos de deterioração severos.

No estágio em que encontrava a ponte por ocasião dessa inspeção ainda era possível a recuperação dos blocos e apoios, sem que houvesse a necessidade de demolição e reconstrução das peças danificadas e sem que precisasse ocorrer interferência no tráfego intenso de veículos sobre a ponte.

Portanto, não só do ponto de vista técnico era necessário e conveniente agir imediatamente, mas também do ponto de vista econômico era recomendável a intervenção corretiva imediata sobre essa estrutura.

3.1.3 Projeto estrutural elaborado pela B&C Engenheiros Consultores Ltda.

No mesmo ano de 2002 a EMLURB contratou a empresa B & C Engenheiros Consultores Ltda, do Recife, que apresentou um novo projeto estrutural para recuperação da Ponte Paulo Guerra. (B & C, Eng. Cons. Ltda., 2002)

Este projeto estrutural baseia-se no Relatório Técnico desenvolvido pela empresa TECOMAT, descrito no item 3.1.2 (HELENE et al., 2002).

É proposto para cada bloco de fundação o reforço com dois anéis de concreto nas quatro faces. Nas duas faces maiores é realizada uma protensão com um total de oito cabos por bloco com 12 cordoalhas de 15.2 mm. Cada cabo tem uma ancoragem ativa e uma passiva. Além disto, entre cada dois blocos é projetada a construção de um “bloco de ligação” sobre quatro estacas raiz pressurizadas, com diâmetro de 25cm e capacidade de suporte de 25tf. A função destes blocos adicionais é redistribuir as cargas entre os dois blocos, na ocasião do macaqueamento dos apoios.

3.1.4 Projeto Estrutural da JLC Engenharia de Projetos Ltda.

Em 2004 a EMLURB realizou a licitação da obra e a empresa vencedora, a CONCREPÓXI ENGENHARIA LTDA., contratou a empresa J.L.C. Engenharia de Projetos Ltda., do Rio de Janeiro, que apresentou mais um projeto para a recuperação da ponte. Trata-se de um projeto estrutural que optou por aproveitar os blocos existentes, recuperando-os e reforçando-os. (J. L. C. Engenharia de Projetos, 2005)

A obra só foi iniciada em 2005 e concluída em 2006. Este projeto é o que foi efetivamente utilizado na execução dos serviços de recuperação estrutural.

Quanto à recuperação dos blocos, inicialmente foi feito um fechamento exterior das fissuras (colmatação) com epóxi, para possibilitar a injeção das fissuras no interior dos blocos, com microcimento, conforme mostrado na Figura 3.13. Posteriormente, foi executada uma camada de concreto em cada face lateral, ao longo de toda a altura. Nas duas faces laterais maiores foram colocados 3 cabos de protensão, em cada lado, cada um com 12 cordoalhas de 15.2 mm (6 x 12 \varnothing 15,2 mm), com aço CP-190RB, conforme mostrado na Figura 3.14. Cada cabo tem uma ancoragem ativa e uma passiva. Além da protensão, todas as faces são armadas com armadura frouxa, com aço CA-50. (Figura 3.14).



Figura 3.13 – Fechamento de fissuras

Fonte: acervo da construtora

Neste projeto foi especificada a execução de consoles metálicos nas laterais das longarinas, acima dos blocos (ou seja, nos apoios), para promover o macaqueamento dos apoios e a troca dos aparelhos de apoio (ver Figura 3.15).



Figura 3.14 – Ferragem frouxa e cabos de protensão dos blocos

Fonte: acervo da EMLURB



Figura 3.15 – Console metálico, sobre berço de regularização

Fonte: Acervo da EMLURB

Estes consoles apóiam-se sobre um berço de regularização de concreto e são posicionados nas laterais das longarinas, em número de quatro por apoio, fixados dois a dois nas longarinas com 12 tirantes Dywidag, diâmetro 32 mm, não aderentes, de aço ST 85-105. Após o macaqueamento dos apoios, foi retirada uma camada de 10 cm de concreto do fundo do apoio para recuperar este concreto e a ferragem, deteriorados pela corrosão e finalmente, feita a substituição dos aparelhos de apoio.

O aspecto final do bloco e do apoio é mostrado na Figura 3.16, faltando apenas o corte das pontas dos cabos de protensão.



Figura 3.16 – Bloco e apoio prontos.

Fonte: Acervo da EMLURB

3.2 Edifício comercial no Recife

3.2.1 Descrição da obra

Trata-se de um edifício comercial, construído na década de 1980, com 11 pavimentos e área de construção em torno de 15.000 m². A estrutura é em concreto armado e a fundação em blocos de concreto armado sobre estacas tipo Franki.

3.2.2 Análise dos danos observados

Segundo (comentário verbal)¹ aquele profissional foi contratado em agosto de 2004 para realizar uma vistoria nesse edifício. O problema reclamado e que chamava mais atenção era um vidro que estava flambado, no pavimento térreo da edificação, próximo a uma pilar da estrutura.

¹ Comentário verbal de Ávila, J.I.S.L, em 2007, emitido ao participar de uma banca examinadora do Mestrado da Universidade Católica de Pernambuco.

Desconfiado de tratar-se de recalque da fundação, o engenheiro citado sugeriu um monitoramento do pilar. Em janeiro de 2005 foi fornecido o resultado e foi pedida uma ampliação das observações.

Nessa ocasião já havia ocorrido a ruptura do Edifício Areia Branca, em outubro de 2004, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, vizinha ao Recife, devido a problemas de falhas construtivas na fundação. O condomínio de um prédio vizinho ao Areia Branca, resolveu vistoriar suas próprias fundações e constatou falhas semelhantes ao Areia Branca, como deficiência de concretagem nos pilares, na saída da fundação, evidenciando ferragem exposta, alguns ferros flambados e concreto desagregado em alguns pilares. Essas fundações foram recuperadas e ficou a preocupação com as fundações dos prédios, tanto por parte dos moradores de edifícios, como por parte dos engenheiros projetistas de estruturas e fundações, tecnologistas e construtores.

Nesta mesma época um outro prédio, também em Jaboatão, a menos de 1 km do Areia Branca apresentou um quadro fissuratório na fundação, em sapatas isoladas, que ensejou aos engenheiros envolvidos na análise desconfiarem de alguma reação química, segundo (comentário verbal)². Foram realizados ensaios de laboratório, que confirmaram a existência de reatividade álcali-agregado no concreto da fundação, que foi o primeiro caso de fundação de edifício diagnosticado como sob efeito da RAA, na Região Metropolitana do Recife.

Diante destes três exemplos de obras com problemas em fundações, o consultor contratado resolveu vistoriar as fundações do edifício comercial no Recife e visualizou um quadro fissuratório bastante grave, tanto pela quantidade de fissuras como pela magnitude das aberturas das fissuras, como pode ser visto nas figuras 3.17 e 3.18. De acordo com (comentário verbal)³ muitas fissuras tinham aberturas maiores que 20 mm e um caso extremo de mais de 60 mm.

² Comentário verbal de Nassar, J. J. A., em 2006, autor de projeto de recuperação do edifício em Jaboatão, PE.

³ Comentário verbal de Soares, Z. M., em 2007, da Betonpoxi, responsável pelos serviços de recuperação do edifício comercial.



Figura 3.17 – Fissuras em um bloco sobre duas estacas, com dimensões 1 x 2,5 m
Fonte: Acervo dos proprietários do edifício.



Figura 3.18 – Fissuras em um bloco com 18 estacas, com dimensões 8 x 6 m
Fonte: Acervo dos proprietários do edifício

3.2.3. Diagnóstico do problema dos blocos

Foram extraídos testemunhos dos blocos de fundação e realizados ensaios no laboratório da ABCP/SP, que confirmaram o que o formato das fissuras fazia acreditar: a presença da reatividade álcali-agregado.

Este é o primeiro edifício na cidade do Recife que foi diagnosticado como tendo acontecido a reação álcali-agregado nas fundações. Na figura 3.19 é visto um testemunho

extraído da fundação do pilar P13-A onde observa-se a auréola ao redor do agregado, denotando a presença do gel expansivo, que caracteriza a presença da reação álcali-agregado.



Figura 3.19 – Testemunho mostrando bordas de reação. Fonte: Acervo da Construtora BETONPOXI

Foi verificado o estado físico de cada bloco. Os que deram maior preocupação foram os blocos sobre duas estacas, que são blocos de apoio de pilares periféricos, ou seja, fora da projeção dos andares mais altos. A preocupação maior com estes blocos deve-se a que, por só contar com duas estacas e pelo formato das fissuras, haver a hipótese das mesmas atingirem as bielas de compressão, sem a possibilidade de redistribuição de cargas para outras estacas, como no caso dos blocos com mais estacas.

Além dos blocos de duas estacas, com dimensões variando de 1,00 x 2,50 m a 1,20 x 3,00 m, havia outros tamanhos, chegando aos maiores, de 6,00 x 8,00 m, com 18 estacas Franki de 600 mm e carga de 2300 tf.

Havia alguns blocos submersos, sendo necessário esgotamento para realizar a vistoria e a posterior recuperação. Todos tinham contato com água.

A primeira medida de recuperação da integridade dos blocos foi o fechamento das fissuras com injeção de microcimento. Segundo relato do engenheiro proprietário da construtora que realizou os serviços de recuperação (SOARES, 2007), depois dessas injeções é que foram escavadas as laterais dos blocos e retirados testemunhos, que mostraram que algumas fissuras não haviam sido preenchidas.

Foi feita escavação até 80 cm abaixo dos blocos, e retirados testemunhos das estacas, concluindo que as cabeças das estacas estavam íntegras e o fundo dos blocos estava

sem fissuras ou com muito poucas fissuras com pequenas aberturas, conforme mostra a Figura 3.20.



Figura 3.20 – Vista da face inferior de um bloco e da cabeça das estacas. Fonte: Acervo dos proprietários

3.2.4 Solução adotada

A empresa JLC Engenharia de Projetos Ltda., do Rio de Janeiro, foi contratada pelos proprietários da obra para elaborar o projeto de recuperação estrutural do edifício.

De acordo com (comentário verbal)⁴ as fissuras verticais nos blocos sobre duas estacas ultrapassaram as bielas, em alguns casos. Em dois casos, no fundo do prédio, a RAA teria debilitado os blocos a tal ponto, que houve redistribuição de cargas para outros blocos. Por isso foi necessário buscar um mecanismo para recompor a seção, introduzindo tensões de compressão no bloco, através da protensão, com utilização de barras Dywidag.

Era importante vedar também o bloco, após a protensão, para evitar que a água do subsolo pudesse chegar ao interior do bloco, inclusive por capilaridade e realimentar o processo da reação álcali-agregado.

⁴ Comentário verbal de Cardoso, L. E., em 2006, autor do projeto de recuperação do edifício, em palestra proferida na Universidade Católica de Pernambuco.

Esta vedação seria obtida pela execução de camada de concreto armado, em todas as faces dos blocos, com adição de microssílica, usando aditivo superplastificante para facilitar a concretagem mantendo um fator água/cimento baixo ($a/c = 0,36$).

A protensão seria obtida utilizando barras Dywidag nas laterais dos blocos. Nos blocos de duas estacas, a protensão é feita nas duas faces laterais maiores, utilizando cabos ST 85-105, e distribuindo as forças de protensão para o concreto através de perfis metálicos (duplos U12'') em três linhas, conforme mostrado na Figura 3.21.



Figura 3.21 – Protensão em bloco de duas estacas. Fonte: Acervo do proprietário

Nos blocos maiores a protensão é feita nas duas direções, conforme mostrado na figura 3.21, usando cinco linhas de perfis, com cargas aplicadas nos cabos da ordem de 50 tf, gerando tensões no concreto da ordem de 15 a 20 MPa.



Figura 3.22 – Protensão em bloco de várias estacas.

Fonte: Acervo do proprietário

3.2.5 Etapas da obra

Resumindo, a ordem de execução dos serviços foi:

- Injeção com microcimento por cima dos blocos;
- Escavação lateral, retirada de testemunhos de concreto para observação do fechamento de fissuras e ensaios de laboratórios;
- Injeção também nas laterais;
- Escavação para verificação dos fundos dos blocos e retirada de testemunhos das estacas;
- Colmatação das ligações estaca-blocos para evitar penetração de água, usando material tipo mastique e execução de camada de concreto com microsílica e revestimento impermeabilizante (tipo Xypex) no fundo dos blocos;
- Protensão com tirantes Dywidag e perfis metálicos U12” para distribuição de esforços de compressão nos blocos;
- Concretagem das paredes de reforço, laterais às faces dos blocos, deixando os tirantes e perfis embutidos. Concreto com $f_{ck} \geq 40$ MPa com utilização de microsílica adicionada ao cimento e uso de agregados não reativos, para evitar a RAA;
- Revestimento impermeabilizante tipo Xypex;

Um bloco concluído pode ser visto na Figura 3.23.



Figura 3.23 – Bloco com recuperação concluída. Fonte: Acervo do proprietário

3.3 Edifício público no Recife

3.3.1 Introdução

Trata-se de um edifício público no Recife, com 13 pavimentos. Em 2005, com 12 anos de idade, sofreu uma pequena reforma, para adequação do projeto arquitetônico e, ao serem feitas escavações próximas a um pilar, descobriu-se que o bloco de fundação apresentava fissuras em uma face lateral.

Prospecções efetuadas mostraram que os blocos de maior porte da edificação, os de 8 e 9 estacas, apresentaram quadros fissuratórios intensos e variados enquanto os blocos secundários, de uma estaca, estavam intactos. Todos estes blocos tinham sua face superior imediatamente abaixo da laje de concreto armado do térreo.

A Figura 3.24 mostra o quadro fissuratório de um bloco, com as fissuras pintadas em cores, para facilitar a visualização.

A Figura 3.25 mostra a maior trinca encontrada na obra. Trata-se de fissura horizontal em uma face lateral de um bloco.

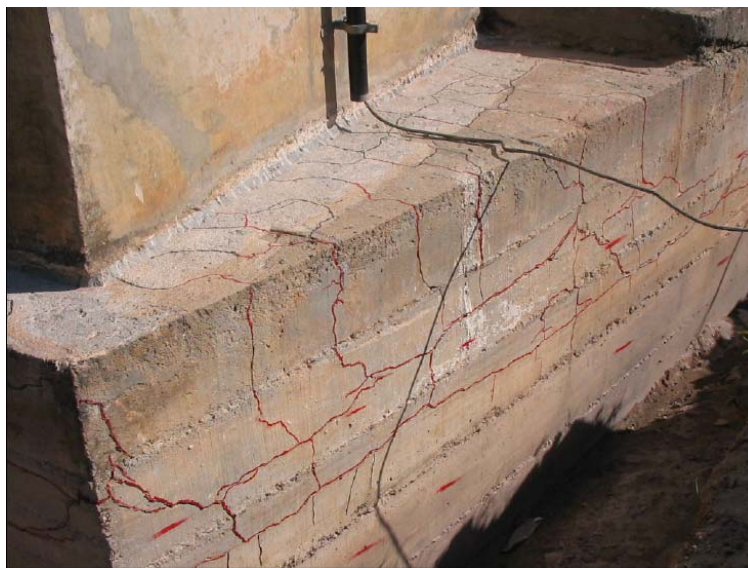


Figura 3.24 – Vista de um bloco mostrando fissuras nas faces superior e lateral Fonte: ANDRADE, 2007



Figura 3.25 – Trinca horizontal com grande abertura e deslocamento relativo entre as superfícies delimitadas pela trinca Fonte: : ANDRADE, 2007

Só não foram inspecionados os quatro blocos das caixas de elevadores e escadas, que ficam a 3,70m abaixo do nível do térreo.

Foi contratada consultoria coordenada pelos Engenheiros José do Patrocínio Figueirôa e Romilde Almeida de Oliveira e posteriormente realizadas inspeções e ensaios coordenados pelo Engenheiro Tibério Andrade, que possibilitaram a elaboração do diagnóstico dos problemas e o projeto de recuperação dos blocos de fundação.

Estes estudos geraram três trabalhos para o 48º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, em setembro de 2006. Foram os trabalhos citados nas referências bibliográficas: (Silva e Oliveira, (2006); Andrade et al., (2006) e Figueirôa, (2006).

Além destes, os estudos para elaborar uma solução do problema estrutural dos blocos devido à quase inexistente bibliografia nacional e internacional sobre o assunto, levaram os Engenheiros José do Patrocínio Figueiroa e Tibério Andrade a redigirem um livro, editado pela Editora Universitária, da UFPE, (Figueirôa e Andrade, 2007).

O acompanhamento de parte dos serviços de recuperação dos blocos gerou também uma dissertação de mestrado, orientada pelo Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira (Silva, G., 2007).

Outro trabalho que também foi motivado por essa obra foi um estudo experimental sobre reforço em blocos de estaca afetados por RAA, realizado no Laboratório de Engenharia Civil da UFPE, com apoio do SINDUSCON/PE e financiamento do SEBRAE (Araújo e Régis, 2007)

3.3.2 Características da obra

A resistência característica do concreto utilizado na construção do edifício foi de 18 MPa. Todos os blocos maiores possuem detalhamento de armaduras semelhantes. São armados com uma malha densa na superfície inferior dos blocos, funcionando como tirantes. Essa ferragem sobe nas paredes laterais do bloco até uma altura de 1m, servindo como ancoragem. A face superior dos blocos também possui uma malha de armadura, porém com densidade bem menor que a da face inferior, descendo 30 cm nas paredes do bloco, para ancoragem. Como os blocos possuem uma altura de 1,75 m, existe uma faixa de 40 cm de altura, sem armadura nas paredes, segundo Andrade et al., (2006).

O edifício tem forma retangular, com dimensões aproximadas de 80 m de comprimento e largura variável de 24 a 34 m. A estrutura é em concreto armado aparente, com duas juntas de dilatação, formando três módulos: o módulo 1, central, com 30 m de comprimento por 34 m de largura, onde localizam-se as caixas de elevadores e escadas, e dois módulos laterais, idênticos, com comprimento de 25 m e largura de 24 m, segundo Silva e Oliveira (2006).

Os blocos de fundação são em número de 48, com formas e dimensões variadas, desde blocos quadrados de uma estaca aos blocos maiores, com formato trapézio + retângulo,

com nove estacas. As estacas são de concreto centrifugado, com diâmetros de 400 a 700 mm. O solo onde os blocos estão localizados é areno/argiloso, muito saturado, necessitando de esgotamento de água, através de bombeamento, para realização das inspeções e futuros reparos.

3.3.3 Análise do problema

3.3.3.1 Inspeção

Na inspeção realizada foram observadas características gerais em todos os blocos e escolhidos os quatro blocos das quinas, para verificação mais acurada. As observações mais importantes foram, segundo Andrade et al., (2006):

- esses blocos apresentavam intensa fissuração, sem orientação preferencial na face superior, com aberturas máximas de 0,6 mm e, se propagavam em menor número, nas faces laterais, na direção vertical, com aberturas um pouco maiores, como pode ser visto na figura 3.24;
- nas faces laterais de todos os blocos observavam-se fissuras horizontais de grandes aberturas, ou trincas, podendo serem observados deslocamentos relativos, entre as superfícies delimitadas pelas trincas que chegaram, em alguns casos, a 20 mm, como pode ser visto na figura 3.25. Essas trincas estavam sempre situadas na faixa horizontal, entre as ancoragens da malha superior e da malha inferior;
- algumas fissuras dos blocos propagavam-se pelo pilar, preferencialmente na vertical.

Foram extraídos testemunhos de concreto nas direções vertical e horizontal. A localização dos testemunhos teve como objetivo avaliar a profundidade e o caminhamento das trincas horizontais das faces laterais, obtendo-se as seguintes informações:

- a profundidade das fissuras existentes, na face superior do bloco não ultrapassa o cobrimento da armadura, em torno de 70 mm;

- as trincas horizontais das faces laterais, de maior intensidade, penetram no bloco com um ângulo descendente de aproximadamente 45° até cerca de 40 cm a 50 cm, antes de desaparecerem;
- as trincas horizontais de menor intensidade (com aberturas menores que 10mm), sem a ocorrência de deslocamentos relativos, propagam-se quase horizontalmente, entrando para o interior do bloco cerca de 40 cm.

Outro fato digno de nota que aconteceu foi a fratura do aço na dobra do estribo da ancoragem da armadura principal do bloco (tirante), conforme pode ser visto na figura 3.26. A ruptura deu-se no encontro de duas faces laterais de um bloco de fundação. Sobre este fato três trabalhos citados por Andrade et al., (2006), publicados nos anais do 12º ICAAR (International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete), em Pequim, 2004, relataram acontecimentos semelhantes. Foram três obras diferentes de concreto armado afetadas pela RAA no Japão onde aconteceu a fratura de armadura de vigas de viadutos e blocos de fundação tendo sido creditados esses danos à expansão induzida pela RAA.



Figura 3.26 – Estribo rompido no encontro de duas faces laterais de um bloco. Fonte: ANDRADE , 2007.

Em todos esses casos desenvolveu-se na superfície das barras de aço uma ruptura frágil, diferente da ruptura clássica de barras de aço, que ocorre com estrição.

Segundo Figueirôa e Andrade, (2007), analisando os mesmos trabalhos japoneses, este tipo de rompimento está associado ao aumento progressivo das fissuras formadas na parte interna da curva, provenientes da operação de dobramento, e relacionadas com a deficiência de aderência, por conta da perda da ajuda da ancoragem através das barras dobradas, induzidos, provavelmente, pela excessiva expansão do concreto, ainda de acordo com os pesquisadores citados, especialmente em peças com relativamente baixa taxa de armadura.

3.3.3.2 Resultados de ensaios

Segundo Andrade et al., (2006), foram realizados os seguintes ensaios: Petrografia, Resistência à compressão, Resistência à tração na compressão diametral, Módulo de deformação, Expansão do agregado graúdo, Teor de álcalis solúveis e Análise do solo e do lençol freático. Resumo dos resultados:

a) Petrografia

Ensaio realizado na ABCP, em São Paulo.

A rocha que originou o agregado graúdo foi classificada como milonito, ou seja, uma rocha de origem ígnea que sofreu um processo de metamorfismo dinâmico, transformando-se em rocha metamórfica. Este tipo de metamorfismo ocorre em zonas de falha, que afeta a textura da rocha, encurvando, quebrando e moendo os grãos. Esta falha é devida a um esforço tectônico, de movimentação de placas geológicas e existe no Nordeste na altura do estado de Pernambuco, no sentido leste-oeste, acompanhando aproximadamente o traçado da BR-232, segundo Ferreira, (2004).

A textura milonítica é originada deste tipo de metamorfismo, que gera o aparecimento do quartzo deformado, microcristalino, recristalizado e fino. A presença de quartzo com extinção ondulante, de massas de quartzo fino e recristalizado conferem ao agregado o caráter reativo.

A análise através dos microscópios estereoscópico e ótico confirma a existência de bordas de reação ao redor dos agregados e o preenchimento por gel expansivo nos macroporos do concreto, típico da RAA.

O microscópio eletrônico de varredura (MEV) também foi utilizado e depois acoplado ao EDS, Espectômetro de Raio X por Energia Dispersiva, para complementar a análise, concluindo que o concreto dos blocos tem todas as características da instauração da RAA, do tipo álcali-silicato. Os agregados mostram bordas bem definidas de reação e o microscópio eletrônico caracterizou os produtos da reação, materializados principalmente por cristais foliares ou lancetados, dispostos na interface pasta/agregado e pela presença do gel gretado, preenchendo poros e vazios;

b) Resistência à compressão, resistência à tração na compressão diametral e módulo de deformação

A resistência à compressão do concreto é pouco afetada pela RAA, em relação à sua resistência à tração e ao seu módulo de deformação.

A resistência à tração na compressão diametral dá valores bem mais baixos, da ordem de 60 a 70 %, em relação aos valores teóricos da resistência à tração, calculados em relação à resistência à compressão. Estes resultados refletem a influência negativa da RAA na resistência à tração, devido ao enfraquecimento da interface agregado/pasta e do estado de microfissuração do concreto dos blocos.

Quanto ao módulo de deformação, um dos fatores que possui grande influência negativa nessa propriedade é o estado de microfissuração da interface entre o agregado e a matriz da pasta e da própria matriz da pasta.

O módulo de deformação estimado a partir do f_{ck} , pelo critério recomendado pela NBR 6188/03, no caso desta obra, é 23,8 GPa (para $f_{ck} \geq 18$ MPa).

O valor médio obtido no ensaio, de 13,6 GPa, representa 57% do valor estimado pela NBR 6118/03 para o concreto dos blocos, indicando que a microfissuração, devida à RAA, já é bastante acentuada;

c) Expansão do agregado graúdo

Para avaliar a reatividade do agregado graúdo utilizado no concreto da fundação foi utilizado o método ASTM C 1260 (2005). A expansão aos 16 dias foi de 0,29%, ou seja, superior à expansão de 0,20%, limite superior para o agregado ser considerado como deletério. Pode-se observar no resultado do ensaio que o agregado mantém a taxa elevada, mesmo aos 30 dias do ensaio, alcançando uma expansão de 0,50% nessa idade. Esta é uma das características da reação álcali-silicato, cujos minerais deletérios presentes são o quartzo deformado e o quartzo microcristalino;

d) Teor de álcalis solúveis

O teor de álcalis equivalentes solúveis disponíveis para a formação do gel responsável pela expansão do concreto é um parâmetro importantes para a análise. O teor individual de Na_2O e K_2O solúvel foi de 0,04 % e 0,12 %, em massa, em relação à massa do concreto. Com estes valores encontra-se o teor de álcalis solúveis equivalente de 0,12 %, ou seja, um total de 2,8 Kg de álcalis por m^3 de concreto de 2300 kgf/m^3 .

Segundo a ACI 221.1R-98 essa quantidade já é suficiente para o desencadeamento da RAA, se os agregados forem potencialmente reativos;

e) Análise do solo e do lençol freático

As análises de duas amostras do solo e de duas do lençol freático em contato com dois blocos estudados não indicaram a presença de agentes agressivos (sulfatos e álcalis) que pudessem estar contribuindo para as expansões observadas no concreto dos blocos.

3.3.3.3 Conclusão

Neste caso estudado não há dúvida de que há um forte desenvolvimento da RAA no concreto das fundações, que deve ter induzido valores de expansões elevadas nos blocos,

em função das condições favoráveis ao seu desenvolvimento, como a disponibilidade de álcalis, a presença de agregado de elevada reatividade e a umidade no solo.

3.3.4 Recuperação dos blocos – 1ª etapa: Fechamento das trincas

3.3.4.1 Introdução

Uma vez comprovada a ação da RAA sobre os blocos dessa edificação partiu-se para as ações de recuperação estrutural desses elementos. Em uma primeira etapa é necessário providenciar o fechamento das fissuras e trincas com material apropriado, com o objetivo principal de proteger os blocos contra a entrada de algum eventual produto deletério, bem como proteger contra a entrada de umidade, um dos três fatores imprescindíveis para a ocorrência da reação álcali-agregado.

A complementação da recuperação dos blocos é feita em uma segunda etapa, através da utilização de procedimentos que visem reconstituir a rigidez dos mesmos e eventualmente, reforçar a armadura que combate os esforços de tração e finalmente promover uma vedação dos mesmos com material que os impermeabilize, evitando a entrada de umidade para o interior dos blocos, inclusive por capilaridade, para não realimentar o processo da RAA.

3.3.4.2 Materiais empregados no preenchimento das trincas

Segundo Silva e Oliveira, (2006) e Silva G., (2007), os materiais usados para as injeções de trincas e fissuras foram:

- Resina epóxi, para calafetar as fissuras e trincas de até 10 mm de abertura;
- Caulin, material argiloso ultrafino, usado em mistura com a resina epóxi, proporção 1 de caulim para 5 de epóxi, em massa, para deixar a mistura mais consistente, viabilizando a aplicação em superfície vertical;
- Graute, para calafetar as trincas com abertura superior a 10 mm;

- Microcimento, material cimentício ultrafino, usado para preenchimento das fissuras e trincas;
- Superplastificante apropriado para adicionar à calda de microcimento, aumentando sua fluidez, na proporção de 2% em relação à massa de microcimento;
- Água, para a mistura do graute, até ficar trabalhável, e mistura ao microcimento, com relação água/microcimento igual a 0,50.

3.3.4.3 Processo para preenchimento das trincas

Segundo as mesmas referências citadas no item anterior, as etapas do processo foram as seguintes:

- Escavação do bloco afetado;
- Limpeza e extração de testemunhos para análise em laboratórios;
- Furação das trincas de menor abertura e colocação de purgadores. Os purgadores são mangueiras transparentes com diâmetro 10 mm e comprimento 200 mm. Os purgadores penetram 100 mm no concreto e são espaçados de 250 mm;
- Abertura de furos com diâmetro de 2" abaixo da trinca principal, horizontal, com espaçamento aproximado de 500 mm, para retirada de solo que se encontrava no interior das trincas. Esse material penetrou facilmente nas trincas porque elas partem das faces laterais do bloco com inclinação descendente de 45°;
- Injeção de ar comprimido nas trincas e furos efetuados para a colocação dos purgadores, para livrá-los do pó proveniente da furação;
- Colocação dos purgadores nos furos e trincas;
- Colmatação superficial das trincas de maior espessura com graute, para redução do consumo de epóxi;
- Colmatação superficial de todas as trincas e fissuras com argamassa de epóxi e caulim, exceto os furos de 2";
- Lavagem do interior das trincas e fissuras, com injeção de água sob pressão, pelos purgadores superiores, com o objetivo de retirar todo o solo;
- Injeção de ar comprimido pelos purgadores, logo após a lavagem das trincas e fissuras, para retirada do excesso de água;

- Fechamento dos furos de 2” com graute e epóxi, deixando um purgador em cada furo;
- Injeção de microcimento pelos purgadores, iniciando a injeção sempre pelos furos inferiores. (Ver Figura 3.28)



Figura 3.27 – Colocação de purgadores nas trincas, fissuras e furos

Fonte: SILVA, G., (2007)



Figura 3.28 – Injeção e saída do microcimento pelos purgadores

Fonte: SILVA, G., (2007)

3.3.4.4 Principais dificuldades encontradas

Muitos procedimentos são realizados de forma empírica e, se não houver um acompanhamento criterioso e eficiente, fica difícil garantir que as etapas foram realizadas de

forma correta. No caso do preenchimento das trincas é preciso muito cuidado nas seguintes etapas:

- a) Assegurar uma eficiente lavagem nas faces internas das trincas e retirar todo o material ali depositado ao longo do tempo. Esta etapa é muito importante porque só assim é possível garantir o preenchimento das trincas com o microcimento e que o mesmo tenha perfeita aderência com as paredes das trincas. A Figura 3.29 mostra um exemplo de falha no preenchimento do microcimento, devida à presença do solo aderido às paredes da trinca: o microcimento só preencheu parcialmente a trinca.



Figura 3.29 – Face interna da trinca impregnada de solo, aparecendo pedaço de microcimento injetado.

Fonte: SILVA e OLIVEIRA , (2006)

No caso dessa obra, foi iniciada a operação com lavagem apenas pelos purgadores colocados nas trincas, o que demonstrou, através de exame de testemunhos retirados, que não funcionou a contento, porque na parte inferior da trinca (fundo) o material não saía. Surgiu a idéia de fazer furos com 2” de diâmetro, para visualizar as trincas e delimitá-la, descobrindo onde elas terminavam. Assim foi possível fazer a operação de limpeza e ter uma garantia muito maior da eficiência do processo. (Ver Figuras 3.30 e 3.31)



Figura 3.30 – Furos (testemunhos) abaixo da trinca principal para retirada de solo do fundo da trinca.

Fonte: SILVA e OLIVEIRA , (2006)



Figura 3.31 – Furo de 3” abaixo da trinca principal, durante a lavagem da trinca, mostrando a saída da areia. Fonte: SILVA e OLIVEIRA , (2006)

Em média foram feitos sete furos por face, com espaçamento de 500 mm e comprimento de 350 mm, totalizando 28 furos por bloco. A realização desses furos não é um procedimento corriqueiro, tendo sido usado nesta obra com ótimos resultados, mas não é possível garantir 100% de eficiência;

- b) Garantir que o material injetado, no caso o microcimento, esteja com fluidez adequada para preencher trincas e fissuras, inclusive as de menor abertura. É imprescindível o peneiramento da calda de microcimento já pronta para a injeção,

sendo necessário definir com o fabricante a malha da peneira (no caso, a utilizada foi a #200) e a pressão da injeção da calda. É necessário também definir com o fabricante o superplastificante a ser usado, sua proporção e a quantidade de água, conforme detalhados no item 3.3.4.2, referente aos materiais empregados;

- c) Deve-se assegurar que a resistência à compressão da calda de microcimento injetada seja maior ou igual à do bloco de concreto. Este controle deve ser feito através da moldagem de corpos de prova, tendo, no caso dessa obra, apresentado resultados satisfatórios.

3.3.5 Recuperação dos blocos – 2ª etapa: reforço estrutural

3.3.5.1 Introdução

A grande dificuldade encontrada pela equipe responsável pelo projeto de recuperação estrutural dos blocos foi a falta de bibliografia, nacional e internacional, sobre o assunto, que fornecesse subsídios para entender até onde a reação álcali-agregado poderia prejudicar o funcionamento do mecanismo de resistência de um bloco de coroamento de estacas e, a partir daí, definir os procedimentos de intervenção e reforço.

Com efeito uma pesquisa nos livros existentes e nos artigos publicados em revistas, jornais ou congressos técnicos, mostra que a absoluta maioria trata mais de explicar o processamento da reação do ponto de vista da Química, da Geologia, da Mecânica, etc e também de como evitar que a reação venha a se manifestar em obras novas. Muitas pesquisas recentes têm estudado o uso de produtos químicos ou proteções mecânicas (como membranas) visando minorar os efeitos ou estancar o prosseguimento da reação.

O uso de equipamentos para monitoração do funcionamento das estruturas também tem se desenvolvido muito. Porém, o uso maior de todo esse aparato tem sido dirigido para as obras hidráulicas, principalmente barragens, onde historicamente é maior a ocorrência da reação.

Muitas pesquisas recentes têm desenvolvido modelos teóricos para simular o comportamento do concreto sob a ação da RAA, porém mais dirigidos para o estudo de

barragens. Vários desses trabalhos saíram da COPPE/UFRJ, conforme citados em Lopes, (2004).

A questão dos blocos de concreto armado utilizados para fundações de edifícios, recentemente diagnosticados na Região Metropolitana do Recife como sendo afetados pela RAA, que o meio técnico entende que pode acontecer em várias outras partes do Brasil, originou uma demanda urgente por estudos e pesquisas para remediar as obras afetadas.

3.3.5.2 Estudos realizados

No caso particular deste edifício público na cidade do Recife, a equipe de consultores utilizou ou realizou vários estudos, que serão resumidos aqui, visando chegar, finalmente, ao detalhamento de um reforço dos blocos de fundação:

a) Resultados citados por FIGUEIRÔA (2006), obtidos por diversos pesquisadores, visando interpretar um modelo de comportamento de uma estrutura afetada por RAA:

- A contribuição dos estudos de Catherine Larive (apud FIGUEIRÔA, 2006) para o entendimento do modelo:

Foram utilizados estudos da pesquisadora com referência à presença da umidade em peças afetadas por RAA, que pode atuar através da água interna que não participou do processo de hidratação do cimento (ou seja, fator água/cimento maior que o teoricamente necessário) ou através de entrada de água externa, proveniente do meio ambiente. O primeiro estudo mostrado refere-se exatamente à influência dessa água não consumida na hidratação do cimento. Foram realizados experimentos usando um corpo de prova mantido a peso praticamente constante, protegido por alumínio (1) e outro em recinto úmido (2), ambos a 80° C. Como resultados importantes, o primeiro é que no corpo de prova com isolamento, as expansões caem pela metade, e o segundo é que, no corpo de prova 1, que só dispõe da água residual para alimentar o processo da RAA, as expansões ultrapassaram os limites da norma francesa, para os seis meses da experiência, como mostrado na Figura 3.32.

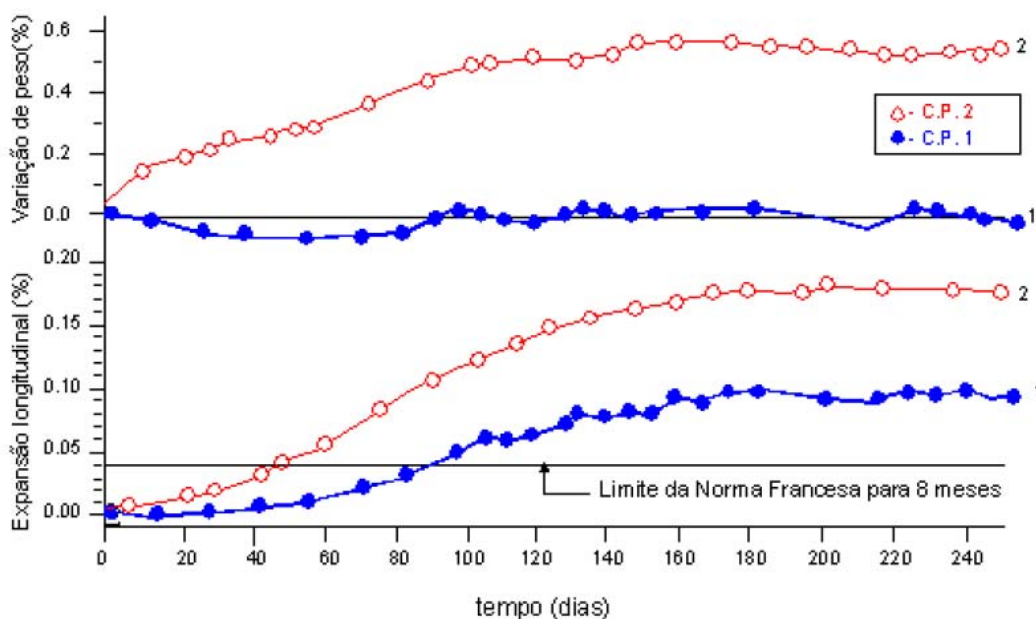


Figura 3.32 – Influência do isolamento ao contato com água externa

Fonte: FIGUEIRÔA, (2006)

O segundo estudo dessa pesquisadora refere-se à questão da anisotropia da reação. Comparando a expansão longitudinal com a transversal em corpos de prova de concreto sob o efeito do RAA, concluíram que as deformações longitudinais são praticamente o dobro das transversais. Este fato explica, em parte, a grande perda de características de resistência em corpos de prova contaminados;

- Experiências realizadas por R. N. Swamy, em 1989, na Inglaterra (apud, FIGUEIRÔA, 2006), com relação a perdas de características mecânicas em corpos de prova, chegaram aos seguintes valores: perda de 40 a 60 % na resistência à compressão; perda de 65 a 80 % no módulo de deformação. Os valores exagerados nas perdas encontradas podem ser atribuídos, em parte, à escolha de agregados altamente reativos, usados nas experiências, com a finalidade de acelerar as expansões;
- O efeito das tensões confinantes é um dos conhecimentos mais úteis para o engenheiro que precisa analisar, do ponto de vista estrutural, uma obra afetada pela RAA. É a influência das tensões de confinamento aplicadas à estrutura e sua influência nos valores das expansões. Dois estudos importantes são citados: o

primeiro, conduzido por A. Le Roux, em 1992, (apud FIGUEIRÔA, 2006), que aplicou tensões de compressão de 1 MPa, 3 MPa e 5 MPa, em corpos de prova contaminados, na direção longitudinal, mediu os valores de expansão e concluiu que para 5 MPa as expansões foram praticamente nulas, conforme pode ser visto na Figura 2.2. O segundo trabalho, de J.F.A. Silveira, (apud FIGUEIRÔA, 2006), cita o caso da Barragem de Kariba, na África, (em arco), que teve deformações acompanhadas por deformímetros, que mostraram que, para tensões confinantes da ordem de 3 a 4 MPa, a expansão é praticamente nula. Nesse mesmo trabalho de Silveira são citados exemplos de deformações em barragens onde as restrições à expansão, representados por apoios, por exemplo, determinam expansões bem menores na direção horizontal que na vertical, na parte superior das barragens, onde não há restrição;

- A influência das armaduras: uma barra de aço dentro de uma massa de concreto, em processo de expansão por RAA, sofre alongamento, devido à aderência entre os dois materiais, ou seja, fica tracionada. A reação contra o concreto é um esforço de compressão, semelhante a uma protensão, chamado por alguns autores de “protensão química”, Segundo Figueirôa e Andrade, (2007). Ainda sobre a presença da armadura, dois comentários importantes: primeiro: com as expansões, as armaduras sofrem, ao longo do tempo, deformações adicionais, em relação àquelas produzidas pelo carregamento pré-existente; segundo: a presença das armaduras constitui uma restrição às deformações da peça no plano das mesmas; (Ver Figura 3.33)



Figura 3.33 – Influência da expansão sobre as armaduras Fonte: FIGUEIRÔA, (2006)

- Trabalho importante sobre aderência. Trata-se de um trabalho canadense, apresentado no 12º ICAAR, realizado na China, em 2004, pelos pesquisadores, N. Smaoui, M-A Berubé, B. Fournier e B. Bissonette (apud FIGUEIRÔA, 2006). Foram utilizados três tipos de agregados altamente reativos e preparados 15 corpos de prova prismáticos (23 x 23 x 81 cm) com diversas taxas de armaduras. Foi usado um processo de aceleração da reação e realizadas medições de expansão no concreto e nas barras de aço, por diferentes métodos de medição, concluindo-se o seguinte: para 9 dos 15 blocos com armação, onde as expansões máximas longitudinais no concreto não ultrapassaram 0,137 % (1370 $\mu\epsilon$), as deformações nas barras longitudinais e no concreto são praticamente as mesmas, ou seja, não há perda de aderência. Entretanto, para os outros 6 blocos armados, com expansões maiores, até 0,151 %, as deformações medidas nas barras longitudinais foram menores que no concreto, sugerindo perda de aderência, ou seja, acima destes níveis de expansão haveria o perigo de escorregamento. Apesar de a pesquisa deixar algumas dúvidas, os autores acham que a perda de aderência não deve ser descartada para concretos sujeitos a ciclos de molhagem/secagem ou gelo/degelo;
- Conclusões sobre um modelo de comportamento de uma estrutura afetada por RAA. Seja a estrutura em análise uma viga de concreto armado, afetada pela RAA (Figura 3.34A). Dos estudos analisados até agora pode-se tirar as seguintes conclusões: primeira: na região comprimida as tensões atuantes, normalmente, são superiores àquelas mínimas necessárias para impedir a expansão, conforme visto nas considerações sobre o efeito das tensões confinantes; segunda: a armadura sofre aumento de deformação e de tensão e, ao mesmo tempo, produz protensão química no concreto. Até certos limites, estes aumentos de deformação não afetam a segurança, mas, para agregados muito expansivos, poderia haver perda de aderência, o que não está rigorosamente comprovado.

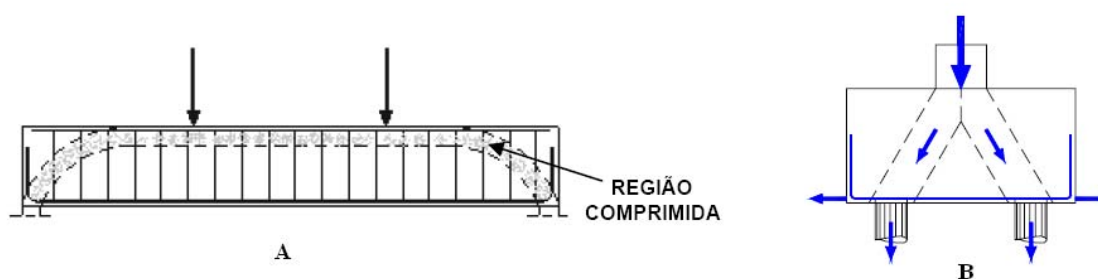


Figura 3.34 A – Modelo mecânico para viga **Figura 3.34 B** – Modelo mecânico para bloco

Fonte: Figueirôa, (2006)

Portanto, não havendo perda de aderência e levando em conta que o modelo teórico de ruptura se baseia na resistência da zona comprimida, pelo concreto, e no limite de resistência do aço na tração, a atuação da RAA terá pouca influência na segurança à ruptura da viga. O mesmo raciocínio poderia ser aplicado a um bloco de fundação, analisado pelo sistema biela-tirante, onde as bielas estão sujeitas, também, a tensões de compressão maiores que aquelas mínimas para impedir a expansão na sua direção longitudinal (Figura 3.34B).

Assim, entende-se que os principais pontos a serem considerados na análise da estrutura são: primeiro: levar em conta que os resultados encontrados para as características mecânicas dos corpos de prova não são 100% representativos da capacidade portante da estrutura; segundo: deve-se verificar se o processo de deterioração, já instalado, compromete a estrutura, em relação à corrosão; terceiro: deve-se avaliar os níveis de deformações totais, da construção até a data do estudo, no plano da armadura, para avaliar a possibilidade de perda de aderência ou da plastificação da armadura e tomar cuidados em relação à fissuração; quarto: deve-se adotar um envelopamento ou tratamento de proteção superficial, visando reduzir a taxa de expansão futura;

- Estas conclusões teóricas estão comprovadas através de provas de carga, cujos resultados serão mostrados a seguir. Trata-se de pesquisa realizada por S. Fan e J.M. Hanson (apud FIGUEIRÔA, 2006), que desenvolveram um estudo experimental com seis vigas de concreto, com 15 cm x 25 cm x 150 cm, utilizando concretos com mesma composição, mas metade com agregado reativo e a outra

não, e com variação de armação. Foram ensaiados também 80 corpos de prova cilíndricos de 10 x 20, metade com agregado reativo. A reação foi acelerada e as observações e ensaios, realizados durante um ano;

- Os resultados do teste de expansão ao longo do tempo e a observação das fissuras nas vigas na face superior e na face lateral levaram às seguintes conclusões: na face superior da viga as tensões de compressão devidas ao carregamento impediram a formação de fissuras transversais; sem essas tensões de compressão, ou seja, sem carregamento, a expansão provoca fissuras nas duas direções. Também nas faces laterais as tensões de compressão, ou seja, na zona comprimida, da viga com carregamento, impedem a formação das fissuras verticais, que existem na viga não carregada;
- Foram realizados testes de resistência à compressão, à tração e módulo de deformação, acompanhados de ensaios de expansão dos corpos de prova cilíndricos, concluindo-se que até os 90 dias, os valores variaram muito pouco, mas após os primeiros estágios de fissuração, as propriedades caem bastante;
- Ensaio de flexão nas vigas. Após 1 ano de condicionamento para acelerar a RAA, foram realizados testes para avaliar a capacidade portante das vigas. O esquema de carregamento para todas as vigas foi o mesmo. Os resultados foram os seguintes: primeiro: apesar da grande perda de resistência nos corpos de prova, as capacidades das vigas com e sem RAA são semelhantes; segundo: duas vigas que tinham fissuração prévia, devida ao carregamento, sendo uma com RAA e outra não, tiveram comportamento semelhante; terceiro: foi observado nos testes que as fissuras pré-existent, devidas à RAA, não aumentaram a abertura nem o comprimento durante o ensaio e que as fissuras devidas ao carregamento não se conectam com fissuras da RAA; quarto: pode-se concluir que o efeito da RAA é muito mais negativo nas propriedades mecânicas dos corpos de prova do que na capacidade portante das vigas.

b) Processamento de um bloco de fundação por elementos finitos:

Com o objetivo de estudar o comportamento das tensões no interior de um bloco, foi escolhido um bloco da obra com formato retangular com oito estacas e realizado o processamento, através de um programa computacional de elementos finitos, o ANSYS. O trabalho foi desenvolvido por Marcelo Pitanga, doutorando da UFPE e seu orientador, Romilde A. Oliveira (apud SILVA, G., 2007), e nesse estudo levou-se em consideração a expansão causada pela RAA através da aplicação de um gradiente de temperatura.

Devido à simetria geométrica e de carregamento do bloco foi processado um quarto da peça. Aplicado o carregamento vertical do pilar a representação da tensão segundo o eixo vertical, σ_3 , aparece na Figura 3.35. Na escala mostrada no desenho, as maiores tensões de compressão são representadas pelas cores verde e azul e estão localizadas no ponto de aplicação das cargas (pilar) e nos pontos de apoio do bloco nas estacas, (paredes). As regiões em cor amarela representam a área de compressão das bielas e a cor marrom mostra as áreas de menores tensões verticais, próximo de zero. A seta da figura mostra o arco que se forma entre as paredes da estaca. Nesta figura as duas faces visíveis estão no interior do bloco (faces internas).

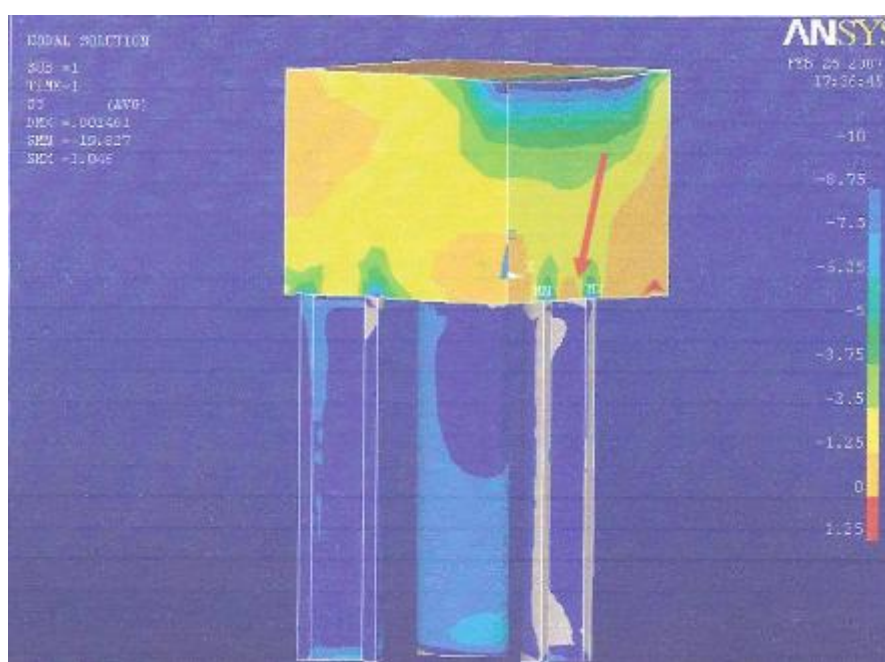


Figura 3.35 – Representação gráfica das tensões internas no bloco. (unidade: MPa)

Fonte: SILVA, G., (2007)

Da análise dos resultados mostrados na Figura 3.36, pode-se entender porque abrem-se grandes trincas horizontais nas paredes laterais do bloco: é a região onde as tensões verticais são mínimas, não oferecendo, portanto, restrição à expansão vertical causada pela RAA. Por outro lado, na mesma figura pode-se entender porque as fissuras se expandem no sentido descendente com uma inclinação de 45° : é devido ao impedimento de prosseguimento a um ângulo de 90° com a face, ao encontrar a biela de compressão.

Além disto, as trincas horizontais das paredes laterais surgem exatamente na região onde não há armadura para restringir a expansão vertical. Era praxe, na época da elaboração desse projeto estrutural o detalhamento dessa forma.

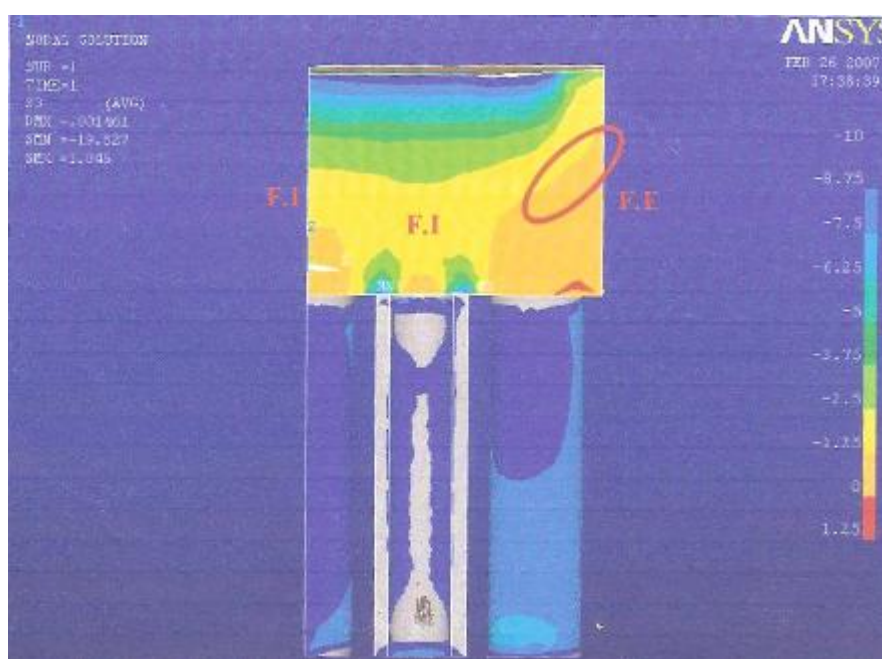


Figura 3.36 – Localização da trinca principal e sua direção (indicada pela elipse)

Nota: F.E. = face externa; F.I. = face interna do bloco

Fonte: SILVA, G., (2007)

- c) **Uso de um modelo computacional considerando a RAA.** Segundo Figueirôa e Andrade, (2007), visando uma avaliação de alguns comportamentos do bloco, para a condição de serviço e na fase de atuação de RAA, foi feita uma aplicação do trabalho “Discussão de um modelo paramétrico para a expansão no concreto devido à RAA”, desenvolvido por R. Carrazedo e L. Alkimin de Lacerda, (apud

FIGUEIRÔA, 2007). Para a aplicação do programa nesse problema, foram feitas duas análises distintas: primeira: utilização do programa de elementos finitos, ainda numa fase sem RAA, para avaliar tensões de serviço no bloco. A conclusão mais importante foi a de que nas faces externas as tensões verticais máximas de tração são da ordem de 0,5 MPa, não justificando as grandes aberturas horizontais existentes nas faces dos blocos; segunda: avaliação do comportamento do bloco com RAA. Para esta análise o modelo foi calibrado com as informações das medidas das expansões ocorridas até aquela idade (12 anos), obtidas com a metodologia recomendada pelo ISTRUCTE (Institution of Structural Engineers), da Inglaterra, dos autores A. Jones e L. Clark (apud FIGUEIRÔA, 2007) e com as informações de expansão ocorridas no ensaio de laboratório recomendado pela ASTM 1260.

O gráfico das tensões no bloco mostrou máximos da tração vertical nas faces, de 5 a 10 MPa, resultados coerentes com o quadro fissuratório. Foi feita também uma análise do comportamento para uma projeção de mais 10 anos (a partir dos 12 anos), caso fosse feito um encamisamento colado ao bloco, com paredes de 30 cm de espessura só nas faces laterais. Foram introduzidos no modelo quatro extensômetros, dois nas faces externas e dois nas faces de simetria, concluindo-se que, mesmo com a presença do reforço, o bloco continua a se expandir, porém com menor intensidade. Ao mesmo tempo que a redução das expansões do bloco acontecem, a estrutura de reforço passa a apresentar tensões de tração horizontal, no centro da parede do encamisamento, com valores da ordem de 25 MPa, o que mostra a necessidade de permitir a expansão livre horizontal, utilizando uma espécie de junta de alívio às expansões, através de uma placa de isopor, usando a parede apenas como impermeabilização. Pode-se chegar a uma conclusão semelhante usando um processo aproximado, através de um modelo elástico, desenvolvido em Figueirôa e Andrade, (2007).

3.3.5.3 Reforço do bloco de fundação

Com base em vários estudos, detalhados em Figueirôa e Andrade, (2007) e resumidos no subtópico 3.3.5.2, Figueirôa, (2006) propôs um reforço para o bloco de

fundação mostrado a seguir: (o detalhamento do bloco original está mostrado na Figura 3.37 e a fissuração nas faces laterais e na superior estão na Figura 3.38).

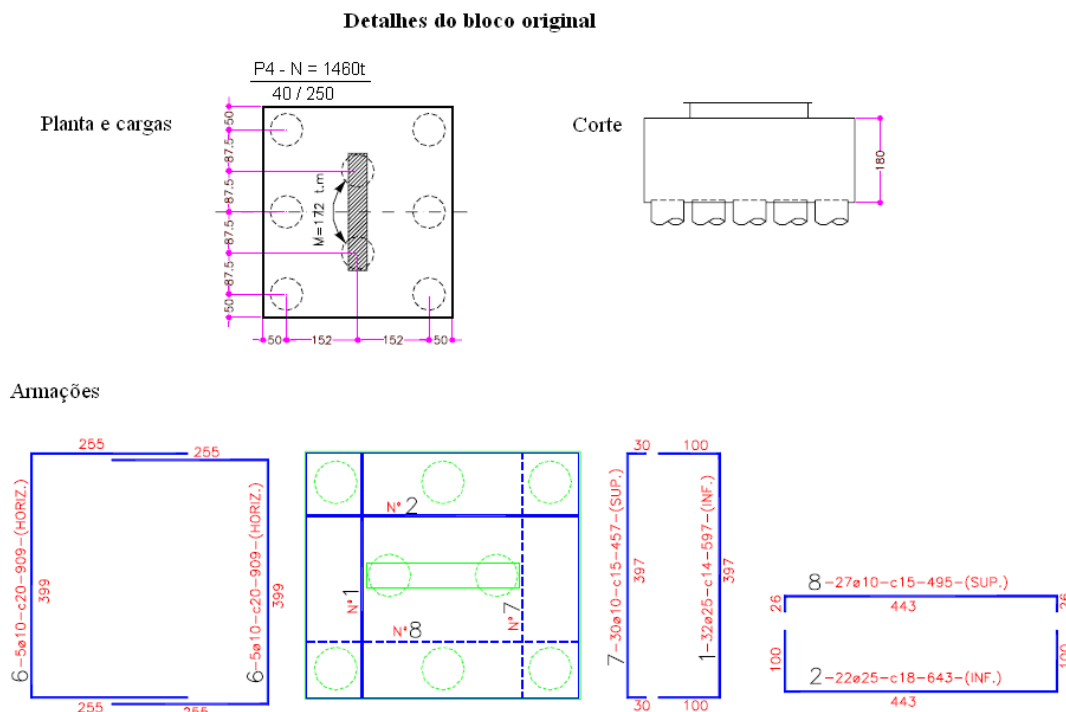


Figura 3.37 – Detalhes do bloco original

Fonte: FIGUEIRÔA, (2006)

- a) **Comentários sobre a fissuração:** as aberturas das fissuras horizontais mostram que a expansão vertical é bem maior que a horizontal; a maior fissura horizontal situa-se um pouco acima da extremidade do ferro inferior, ferros números 1 e 2 do detalhe da Figura 3.37, não havia fissura visível na face inferior; as aberturas das fissuras da face superior são pequenas, devido à presença da malha da armadura (ferros números 7 e 8 do detalhe da Figura 3.37).

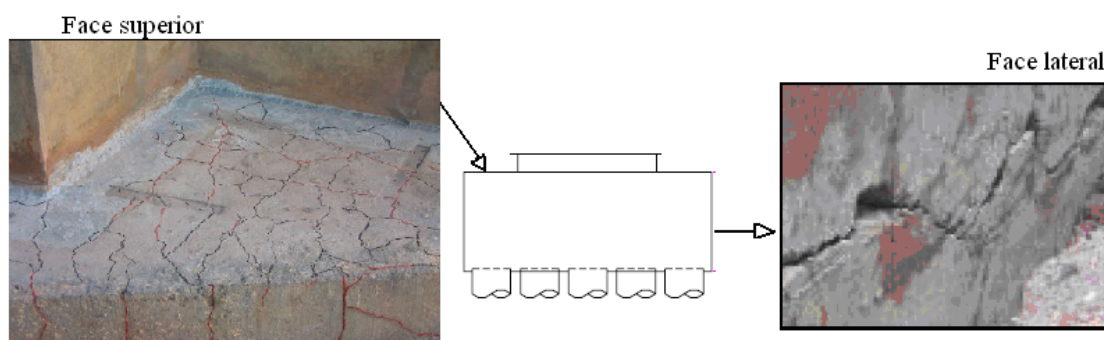


Figura 3.38 – Fissuras e trincas nas faces do bloco Fonte: FIGUEIRÔA, (2006)

b) **Metodologia para intervenção e reforço:** foi adotada a seguinte seqüência de trabalhos:

- Verificação do cálculo: o cálculo atendeu aos critérios da Norma vigente. A armadura do tirante (face inferior) foi distribuída em malha; foi usada uma outra malha na face superior; não foi usada armadura em forma de tela nas faces verticais;
- Ensaio de laboratório ASTM 1260 e ensaio petrográfico confirmaram a existência da reação. Foi feito um rastreamento do tipo de agregado utilizado na obra, que confirmou a origem como sendo o mais reativo identificado em estudo de reatividade realizado para as principais pedreiras da Região Metropolitana do Recife, por Andrade e Silva, (2005);
- Uso do processo aproximado, descrito no guia do Reino Unido para avaliar a expansão ocorrida durante a vida da obra, segundo A. Torres e L. Clark, (apud FIGUEIRÔA, 2006). Em cada face do bloco é desenhada uma malha com várias linhas e medidas as aberturas das fissuras nos encontros com essas linhas. A soma de todas as fissuras em cada linha dá o total da expansão naquela linha, podendo ser desenhado um gráfico para a abertura das fissuras em toda a face, que pode ser extrapolado para encontrar em qualquer ponto (como ao nível da armadura, por exemplo). As Figuras 3.39 A e 3.39 B ilustram o processo;

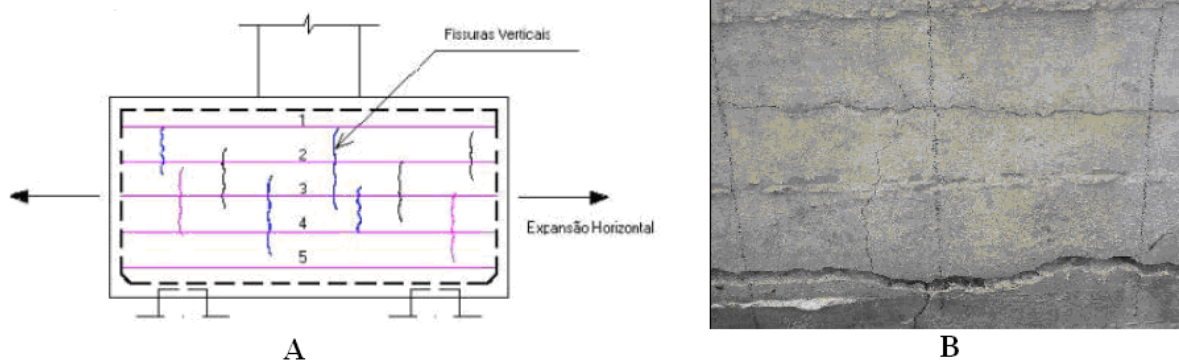


Figura 3.39 A – Desenho esquemático do processo **Figura 3.39 B** – Medição das expansões na obra

Fonte: FIGUEIRÔA, (2006)

- Utilização de um modelo computacional para avaliar alguns comportamentos do bloco. Esta etapa foi descrita com mais detalhe no item “c” do subtópico 3.3.5.2;
- Consolidação com injeção de microcimento. Esta etapa foi detalhada no tópico 3.3.4;
- Reforço propriamente dito. Utilizou-se em processo aproximado, desenvolvido por Figueirôa e Andrade, (2007), para quantificar a armadura a ser adicionada à existente, na face inferior. Com os valores das expansões horizontais medidas ao longo da altura do bloco extrapolou-se para encontrar a deformação ao nível da armadura, através da curva obtida. A partir daí encontrou-se uma ferragem de reforço de 12 barras Dywidag de 32 mm (aço ST 85/105) em cada direção, conforme detalhado na Figura 3.40;

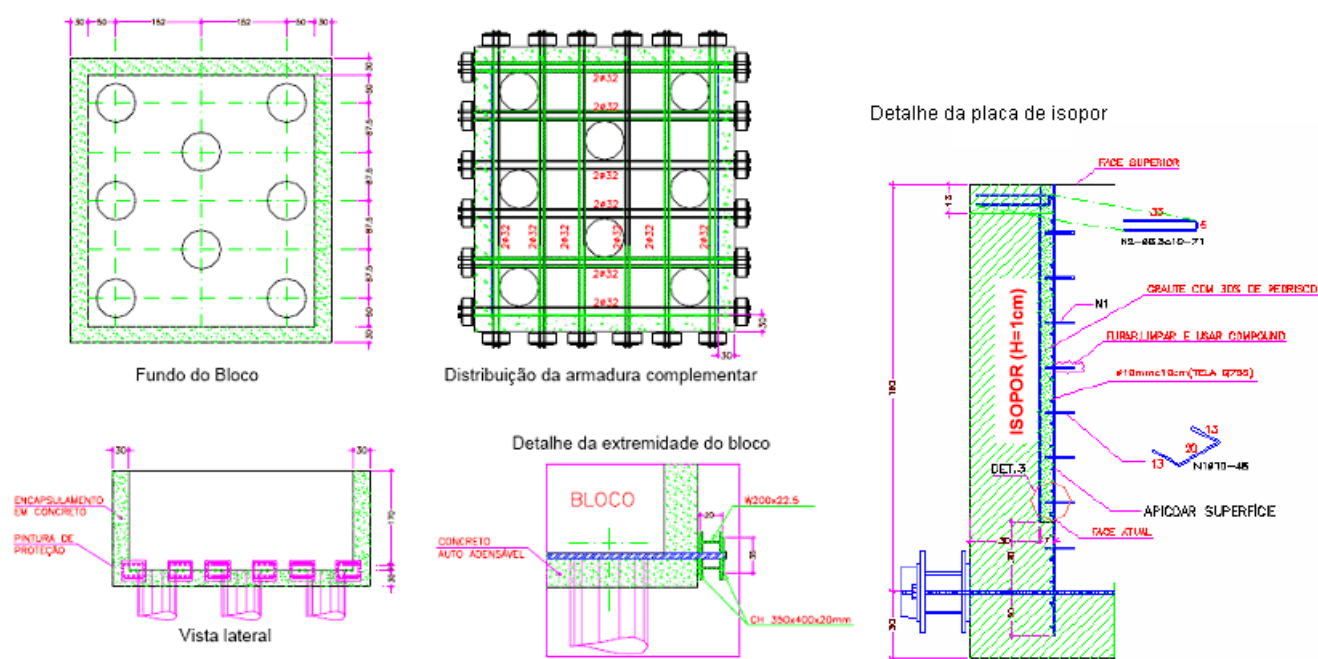


Figura 3.40 – Detalhamento do reforço

Fonte: FIGUEIRÔA, 2006

- Comentários sobre o detalhamento: primeiro: a tela soldada incorporada dentro de uma capa de graute de 7 cm aderida às faces verticais, corresponde à armadura de pele que não foi usada no detalhamento inicial e tem como função principal tentar

impedir, ou, ao menos, disciplinar a fissuração futura; segundo: a junta de alívio (isopor) tem dimensão suficiente para evitar que as expansões horizontais futuras transmitam tensões elevadas contra a parede, que servirá apenas como impermeabilização; terceiro: as placas laterais de apoio das barras Dywidag funcionam como um dispositivo de apoio para um possível espraçamento das bielas, em caso de enfraquecimento por fissuração longitudinal das mesmas, constituindo, assim, um aumento da capacidade portante do bloco pelo lado do concreto, que está atacado pela reação; quarto: além destas considerações intuitivas sobre o comportamento deste modelo, estudos posteriores realizados por Araújo e Regis, (2007), com ensaios de blocos de 2 estacas, em laboratório, comprovaram a eficácia deste tipo de reforço. Como principal conclusão desse trabalho experimental os resultados mostraram que é possível, com este modelo, aumentar a capacidade resistente dos blocos em pelo menos 35% e que a armadura adicional externa é capaz, também, de suprir alguma eventual deficiência constatada na análise da armação principal existente.

- c) Mudança no detalhamento da armadura de reforço: conforme relatado pelo projetista do reforço estrutural dos blocos (comentário verbal)⁵ foi recalculada a ferragem projetada para o fundo do bloco, com barras Dywidag e ao invés dessa solução, foi projetado um anel de concreto armado, circundando o bloco, com altura aproximada de 60 cm. Essa solução foi possível devido a ter sido adotada a expansão ao nível da ferragem, obtida do gráfico das expansões, e extrapolando para o nível da ferragem da face inferior.

Essa solução representa uma grande melhora em relação à facilidade de execução, em relação à anterior. Atualmente, outubro de 2008, esta 2ª fase da recuperação dos blocos, correspondente ao reforço estrutural, encontra-se em fase de licitação. Está previsto nas especificações desta fase de reforço dos blocos a utilização de monitoramento das peças que serão recuperadas, com os objetivos citados no item 2.7, quais sejam, de verificar se o concreto ainda está em fase de expansão e quantificá-la, possibilitando a calibração dos modelos matemáticos de análise do comportamento da estrutura.

⁵ Comentário verbal de Figueirôa, J.P., em 2008

3.4 Edifício residencial no Recife

3.4.1 Descrição da obra

Trata-se de um edifício residencial, construído no ano de 1980, com 19 pavimentos e área de construção em torno de 13.000 m². Estrutura em concreto armado, com $f_{ck} \geq 18$ MPa e fundação em blocos de concreto armado sobre estacas tipo Franki.

3.4.2 Histórico dos danos observados

Segundo (comentário verbal)⁶ este profissional foi contratado no início deste ano de 2008 para vistoriar e elaborar projeto de recuperação estrutural para os blocos de fundação, que apresentavam intenso quadro fissuratório, com algumas fissuras com abertura em torno de 1 cm. Ele ainda se lembrava que esta obra já havia mostrado fissuras em alguns blocos, em torno do ano de 1983, com 3 anos de concluído, portanto.

Na ocasião, o citado engenheiro trabalhava no escritório responsável pelo projeto estrutural do prédio e o responsável pelo projeto original de fundações do prédio foi consultado e projetou um reforço na ferragem de tração, nas faces inferiores dos blocos e nas faces laterais e superiores dos blocos, apesar de ter verificado que o projeto original atendeu aos critérios da Norma vigente.

Na vistoria realizada, neste ano de 2008, foi constatado que alguns blocos que não foram reforçados em 1983 apresentam, agora, muitas fissuras nas faces laterais e superior, com aspecto semelhante aos de vários edifícios em que já foi constatada a existência da RAA, na Região Metropolitana do Recife, como pode ser visto na Figura 3.41, onde as fissuras já foram preenchidas com microcimento

⁶ Comentário verbal de Nassar, J.J.A., em 2008



Figura 3.41 – Aspecto de um bloco de fundação mostrando fissuras já preenchidas

Fonte: o autor

Nessa mesma vistoria foi observado que alguns blocos, que foram reforçados na reforma de 1983, apresentam novas fissuras nas paredes laterais, porém com muito menor intensidade, conforme mostrado na Figura 3.42, além de falhas na concretagem anterior, deixando a ferragem de reforço praticamente sem concreto em alguns trechos, o que pode ser visto na Figura 3.43.



Figura 3.42 – Bloco já reforçado, voltando a apresentar fissuras.

Fonte: o autor



Figura 3.43 – O mesmo bloco da Figura 3.42 com a ferragem do reforço anterior sem o devido envolvimento com concreto. Fonte: o autor

3.4.3 Solução adotada

Diante da evidência da presença da RAA nos blocos e considerando que a maior parte da expansão já deve ter ocorrido, devido à idade do prédio, de quase 30 anos, o consultor recomendou o preenchimento das fissuras com microcimento e posterior encapsulamento do bloco com camada de concreto nas faces laterais e superior. Para tal, foi recomendado um concreto com $f_{ck} \geq 40$ MPa com adição de metacaulim, visando evitar a incidência da RAA no concreto novo.

Para o encapsulamento foi projetada uma malha, solidarizada com o concreto antigo através de ferros em forma de U, fixados no concreto através de furos preenchidos com cola epóxica. A Figura 3.44 mostra a ferragem, em fase de colocação. A espessura dessas camadas é de 15 cm.



Figura 3.44 – Ferragem de reforço do encapsulamento do bloco, em fase de colocação

Fonte: o autor

Em virtude da presença de água em alguns blocos, é prevista a proteção superficial desse concreto a ser empregado com a utilização do material de revestimento Xypex, para melhorar a impermeabilidade das camadas de concreto, diminuindo assim a entrada de umidade, proveniente do meio ambiente, no bloco e, com isso, diminuindo a fonte de fornecimento de água para o processamento da reação no bloco existente.

3.5 Verificação da potencialidade reativa de agregados no estado de Pernambuco

Após a constatação dos primeiros casos de ocorrências de RAA em blocos de fundação na RMR, o Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Pernambuco – SINDUSCON-PE tomou a iniciativa de contratar o Departamento de Engenharia Civil da UFPE para investigar o potencial de reatividade álcali-agregado das principais jazidas de agregados graúdos e miúdos comercializados na RMR, além de estudar o potencial de inibição de adições minerais disponíveis na região, para prevenção do fenômeno.

Esse trabalho, desenvolvido por Andrade e Silva, (2005), constatou realmente a existência de agregados reativos em jazidas do estado, algumas das quais já nem mais operam no mercado.

3.6 A necessidade de ampliação de estudos e pesquisas sobre blocos de fundação com manifestações patológicas atribuídas à RAA

Ainda há muitas incertezas sobre o processo da RAA, sobre as medidas necessárias para evitá-la, sobre as técnicas a serem utilizadas para mitigação, ou abrandamento, dos efeitos da reação e finalmente sobre a recuperação estrutural das peças afetadas pela reação. No dizer de Kuperman, (2007), alguns pesquisadores consideram que com relação à RAA, a única certeza é que “não se tem certeza de absolutamente nada”. Na opinião de E. D. Hill, (apud NEVILLE, 2005) “há uma diversidade tão grande de agregados naturais que não há um número mágico para evitar a reação álcali-silica”.

Na verdade não se pode garantir que uma obra afetada por RAA não possa colapsar, pois está submetida a um estado tensional complexo e há de se analisar a que distância se encontra da ruptura. Em outras palavras, o nível de risco a que uma determinada obra está submetida é um problema estrutural complexo e os estudos que conduzem ao diagnóstico da RAA em blocos constituem um tema multidisciplinar, que envolve conceitos de Física, Química dos Materiais e, principalmente de Estruturas. Estes conceitos estruturais são fundamentais, tanto na fase de diagnóstico, quanto de detalhe, que é, afinal, quem vai garantir ou não a estabilidade da obra.

Apesar da seriedade e competência com que foram realizados os trabalhos de inspeção e análises laboratoriais para identificação da presença do fenômeno da RAA nas obras citadas, não foram, ainda, de forma convincente, efetuadas análises estruturais que, de

fato, comprovem se a ação da RAA é a única responsável pelo quadro fissuratório observado em todas as fundações pesquisadas na Região Metropolitana do Recife, ou se há algumas das obras onde a causa principal é de origem da mecânica estrutural.

Esta dúvida justifica-se porque há casos mostrados na bibliografia especializada, de blocos de fundação sobre estacas que apresentam fissuras que conduzem à ruptura prematura, das seções nas faces laterais, entre as estacas, como pode ser visto na Figura 3.45A. Este caso é detalhado por Leonhardt e Mönnig, (1978), p. 260-263. Outra publicação que mostra este tipo de patologia é Thomaz, (1999), cujo autor é Eduardo Christo S. Thomaz, do IME/RJ. Segundo Leonhardt e Mönnig, (1978), quando a armadura do tirante for distribuída ao longo de toda a largura do bloco ocorre a ruptura porque a zona é comprimida para baixo e para fora e necessitaria de uma armadura vertical, de suspensão, conforme mostrado na Figura 3.45B. A Figura 3.25 mostra uma ruptura desse tipo. Essa configuração de trincas foi observada experimentalmente em ensaios no Instituto da Construção, em Stuttgart, Alemanha.

Nos detalhes de armação de blocos que eram recomendados na maioria dos livros, ou nos manuais dos fabricantes de estacas, ou até mesmo nas normas utilizadas até o final dos anos 80, não havia a orientação para utilização dessa armadura de suspensão, quer através de estribos, quer pela ancoragem da armadura dos tirantes subindo nas paredes verticais, até a face superior (a ancoragem utilizada era curta). Atualmente as armaduras recomendadas utilizam essa armadura de suspensão. Este fato comprova que realmente havia uma falha no detalhamento utilizado por alguns projetistas de estruturas e fundações e que depois foi corrigido, mas várias obras foram construídas com o detalhamento anteriormente usado.

Outro pesquisador que levantou a possibilidade de alguns blocos de fundação e sapatas apresentarem fissuras devidas ao comportamento mecânico foi Perboire, (2005), que também listou uma série de argumentos que inviabilizariam a possibilidade da ocorrência da RAA com frequência tão grande, e com a magnitude das manifestações que ocorrem aqui na região.

Nos últimos tempos evoluiu-se muito no conhecimento do comportamento mecânico dos blocos de fundação, em geral, e dos blocos de coroamento de estacas, em particular, sendo motivo de muitos estudos, na atualidade, que têm modificado a forma de projetar e detalhar os blocos de fundação. Como exemplo, citamos recente estudo de Franco, (2007), sobre tubulões de concreto, baseado em análise tridimensional, através de elementos finitos sólidos, onde revê critérios consagrados na Engenharia nacional, propondo mudança

no cálculo da tensão máxima de tração nos tubulões, e preconizando o uso de armadura na base, em casos que antigamente e ainda hoje não se usa.

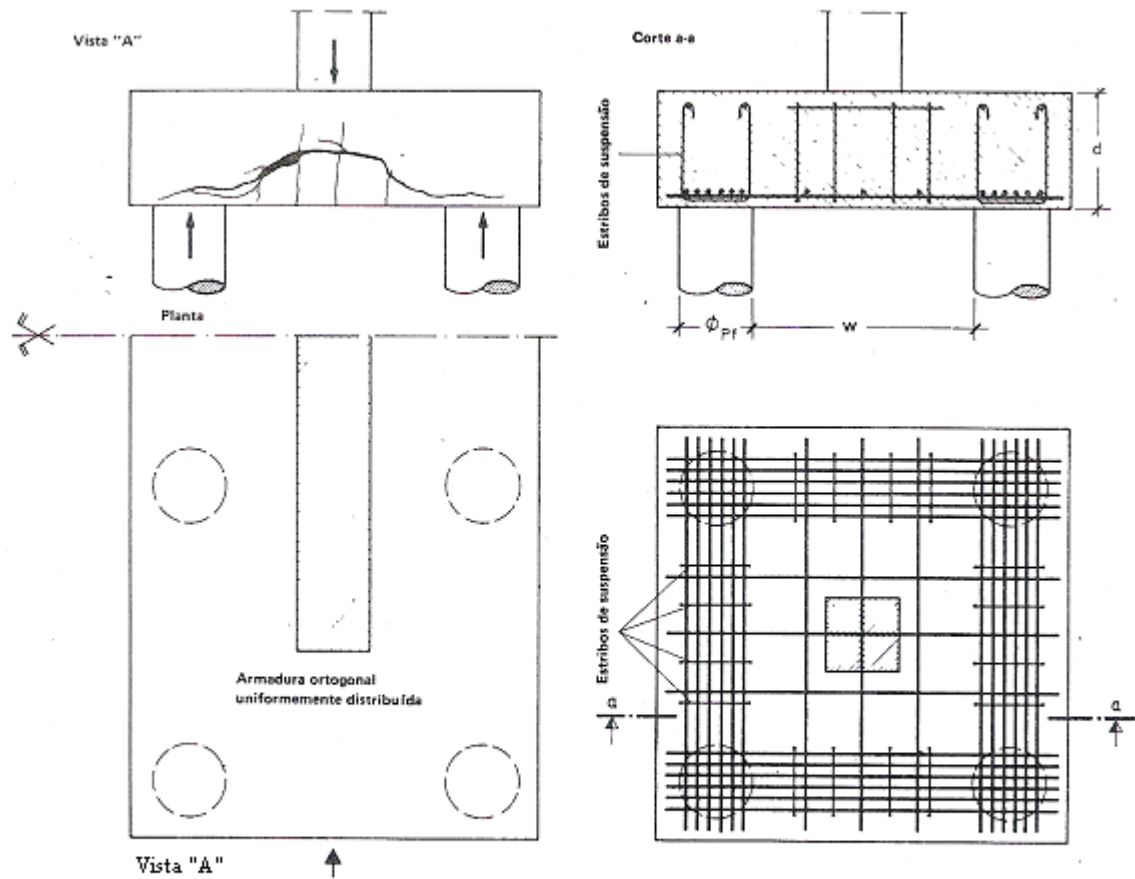


Figura 3.45 A- Rutura por falta de armadura de suspensão entre as estacas

Figura 3.45 B- Disposição da armadura de suspensão em blocos com grandes distâncias entre as estacas

Fonte LEONHARDT et al, (1978)

Além dos pesquisadores citados, existe outro que tem trabalhado em estudos sobre blocos de fundação, José Samuel Giongo, da EESC/USP.

4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

4.1 Conclusões

Nos quatro casos apresentados neste trabalho, em dois deles a recuperação já foi executada e constou do preenchimento das fissuras, protensão nas faces laterais e uma camada de concreto armado na face superior. No terceiro, ainda não concluído, foi realizado o fechamento das fissuras e projetado um reforço utilizando um anel de concreto armado, com 60 cm de altura, próximo à face inferior do bloco e encapsulamento do bloco, com concreto armado, em suas faces laterais e superior. No quarto caso, ainda em fase de execução, além do preenchimento das fissuras, está sendo colocado um encapsulamento nas faces laterais e superior com concreto armado.

Da observação das quatro obras citadas, em duas delas as trincas horizontais, nas paredes laterais, foram de grande magnitude, chegando a alcançar aberturas de 50 a 60 mm em alguns blocos, enquanto nas outras duas obras as aberturas das trincas nas paredes chegaram a no máximo 6 mm. O que há de comum entre elas, é que nas de menores aberturas de fissuras existe armadura vertical nas paredes, que funcionam como armadura de suspensão para os esforços verticais entre as estacas, concluindo-se que além da RAA houve também uma deficiência na armação das paredes, que pode ter ajudado a potencializar os efeitos da RAA.

A citada deficiência da armadura vertical das paredes laterais dos blocos, conforme relatado em LEONHARDT, et al., 1978, pode ser observada nos detalhes de armação dos blocos que eram recomendados na maioria dos livros, ou nos manuais dos fabricantes de estacas, ou até mesmo nas normas utilizadas até o final dos anos 80, onde não havia a orientação para utilização dessa armadura de suspensão, quer através de estribos, quer pela ancoragem da armadura dos tirantes subindo nas paredes verticais, até a face superior (a ancoragem utilizada era curta). Atualmente as armaduras recomendadas utilizam essa armadura de suspensão. Este fato comprova que realmente havia uma falha no detalhamento utilizado por alguns projetistas de estruturas e fundações e que depois foi corrigido, mas várias obras foram construídas com o detalhamento anteriormente usado.

Muito embora em grande número de casos tenha sido constatada a RAA, através dos ensaios, não se tem estudos conclusivos sobre a quantificação dos efeitos da RAA no quadro fissuratório. Verifica-se uma precária modelagem analítica ou computacional do

comportamento dos blocos de coroamento de estacas para as manifestações patológicas observadas.

Fica claro, por tudo que foi mostrado, que há necessidade de muitas pesquisas ainda, tanto sobre o conhecimento da RAA, em geral, como especificamente sobre o domínio do funcionamento mecânico estrutural dos elementos de fundação, de como a RAA pode danificá-los e se o seu efeito pode chegar a levá-los ao colapso.

4.2 Sugestões

Diante das incertezas sobre o funcionamento dos elementos de fundação sob a ação da RAA, sugere-se investir em pesquisas e estudos com utilização de modelos numéricos e experimentais.

É importante também o domínio total das técnicas de detalhamento dos elementos de fundação através da fundamentação teórica e critérios das normas brasileira e internacionais.

Para isso é necessário que as universidades invistam na compra de equipamentos para testes de reatividade, em laboratórios, além de dar ênfase nesse assunto em seus cursos de Engenharia, Química e Geologia.

Sugere-se também que outros estados brasileiros promovam pesquisas de verificação da potencialidade reativa dos agregados utilizados na construção civil.

É importante que as obras de recuperação de estruturas afetadas pela RAA exijam o monitoramento das peças a serem recuperadas com o intuito de verificar se o concreto ainda se encontra em fase de expansão e quantificá-la, possibilitando a calibração dos modelos matemáticos de análise do comportamento da estrutura.

No estado de Pernambuco já foi promulgada e regulamentada uma lei estadual tornando obrigatórias as inspeções nos edifícios, incluindo as fundações. A uniformização dessas inspeções está organizada através da publicação ABECE, 2005. É importante que outros estados adotem providências semelhantes e que todos as façam cumprir, com o intuito de minimizar os riscos e preservar a integridade dos edifícios.

5 REFERÊNCIAS

ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural-Regional do Recife/PE.). **Checklist para Vistoria de Edificações em Concreto Armado**. Recife, 2005

ANDRADE, T. W.; SILVA, J. J. R. **Análise dos agregados de jazidas do estado de Pernambuco**. Recife: Departamento de Engenharia Civil da UFPE, 2005.

ANDRADE, T. W.; SILVA, J. J. R. **Reação Álcali – Agregado**. Recife: Editado por SINDUSCON/PE e SEBRAE/PE, 2006.

ANDRADE, T.; SILVA, J.J.R.; OLIVEIRA, R.A.; FIGUEIRÔA, J.P.; KIHARA, Y.; PECCHIO, M. Diagnóstico de Reação Álcali-Agregado em blocos de fundação de um edifício público situado na cidade do Recife/PE. In: II Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. 48^o CBC, Rio de Janeiro. **Anais...Rio de Janeiro, IBRACON, 2006.**

ANDRADE, T.W. **Curso sobre Reação Álcali – Agregado**. Recife, 2007.

ANDRIOLO, F.R. Ensaio para avaliação da potencialidade dos materiais quanto à reação álcali-agregado e ações decorrentes. In: Simpósio sobre RAA em estruturas de concreto, Goiânia, **Anais...Goiânia, IBRACON, 1997a, p.35-43.**

ANDRIOLO, F.R. Reação Álcali-Agregado: Observação de Âmbito Internacional. In: Simpósio sobre RAA em estruturas de concreto Goiânia, **Anais...Goiânia, IBRACON, 1997b, p. 205-211.**

ANDRIOLO, F.R. Reações Álcalis-Agregado... e o convívio?. **Revista IBRACON**, São Paulo, ANO II, n. 3, p. 43-46, jan, 1992.

ARAÚJO, E.R.; REGIS, P.A. **Estudo experimental de reforço de blocos de estacas com degradação de resistência semelhante à atuação da RAA**. Recife: Laboratório de Engenharia Civil, UFPE, 2007.

ÁVILA, J.I.S.L.; FONTE, A.O.C. Reação Álcali-Agregado dos blocos de fundação de uma ponte. In: 44^o Congresso Brasileiro de Concreto, 2002, Belo Horizonte, **Anais... Belo Horizonte, IBRACON, 2002, Vol.I.**

A 864 – 00. **Guide to the evaluation and management of concrete structures affected by alkali – aggregate reaction**. Canadá: CSA International, 2000.

B&C ENGENHEIROS CONSULTORES. **Projeto estrutural básico de recuperação da Ponte Governador Paulo Guerra**. Recife, 2002.

BUREAU OF RECLAMATION. GLOSSARY. Disponível em <http://www.usbr.gov/library/glossary>. Acesso em 21/08/2008.

CONCREPOXI ENGENHARIA LTDA. **Acervo fotográfico** e memórias dos projetos da obra de recuperação estrutural da Ponte Paulo Guerra, Recife -2007.

FERREIRA, M. G. V. X. **Geologia aplicada à Engenharia Civil**. Recife: Universidade Católica de Pernambuco, 2004.

FIGUEIRÔA, J. P.; ANDRADE, T. W. O ataque da Reação Álcali – Agregado sobre estruturas de concreto. Recife: **Editora Universitária, UFPE**, 2007.

FIGUEIRÔA, J. P. Interpretação de um modelo de comportamento estrutural em peças de concreto armado com RAA – Aplicação a um reforço de bloco de fundação de edifício. In: II Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. 48º CBC, 2006, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro, IBRACON, 2006.

FIGUEIRÔA, J. P. **Curso sobre Reação Álcali-Agregado**, Recife – 2007.

FONTE, A. O.; ÁVILA, J. I. S. L. **Projeto de recuperação estrutural da ponte Paulo Guerra – Recife/PE**. Relatório Técnico N.01 – EST/99. Recife: Fundação de Apoio ao Desenvolvimento da UFPE, FADE, 1999.

FNB/FNTP/SNBATI. Lês Ácalis-Réactions-Recommandations. **Annales de L’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Série Matériaux, France, n. 485, Jul-Ago, 1990.

FRANCO, M. Efeito do confinamento pelo solo em tubulões de concreto. **Concreto**, São Paulo, n. 45, p. 61-63, 2007.

GITAHY, H. S. O problema dos agregados para os concretos da barragem de Jupia. **I.P.T.**, São Paulo, 1963.

GITAHY, H. S. Reação Álcali-Sílica. mecanismo, diagnóstico e medidas preventivas. In: Simpósio sobre Normalização de Cimento e Agregados. 1982, São Paulo, **Anais...**São Paulo, ABNT, 1982.

HAAVIK, D. J.; MIELENZ, R. C. Alkali – Sílica Reaction causes concrete pipe to collapse. **Concrete International**, U.S.A., p. 54 – 57, 1991.

HASPARYK, N. P. ; MONTEIRO, P. J. M.; CARASEK, H. Determinação da água adsorvida no estudo das expansões geradas pela reação Álcali-Agregado. In: 43º Congresso Brasileiro de Concreto, **Anais...** IBRACON, 2001.

HELENE, P.; CORREIA, J.; ANDRADE, T.; CRUZ NETO, J.; ARAÚJO, J.; PEREIRA, F.; LACERDA, C.; MARTORELLI, S.; OLIVEIRA, M. **Relatório Técnico – Inspeção e Diagnóstico dos Apoios e dos Blocos de Fundação da Ponte Governador Paulo Guerra – TECOMAT**, Tecnologia da Construção e Materiais Ltda. Recife, 2002.

IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) e CBGB (Comitê Brasileiro de Grandes Barragens). **Reações Ácalis - Agregado em estruturas de concreto. Levantamento de Estruturas Hidráulicas afetadas pela RAA no mundo**. São Paulo, 1998.

J.L.C ENGENHARIA DE PROJETOS LTDA. **Projeto estrutural de Recuperação dos Apoios da Ponte Governador Paulo Guerra**. Rio de Janeiro, 2005.

KUPERMAN, S. C. **Curso sobre Reação Álcali – Agregado**, Recife, 2007.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Trad. de José de Moura Villas Boas. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978, 288p. Título original: Vorlesungen über massivbau – dritter teildritte auflage.

LEPS, T.M. Reação Álcali-Agregado (RAA) – Um breve histórico do descobrimento de sua química básica, - Relatório Final – Tema II (Relator: Walton Pacelli de Andrade) In: Simpósio sobre RAA em Estruturas de Concreto, Goiânia, **Anais...**Goiânia, IBRACON, 1999.

LOPES, L. E.. **Modelagem mecânica e numérica da Reação Álcali – Agregado com aplicação a barragens de concreto**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – microestrutura, propriedades e materiais** – Tradução para português da 3ª edição em inglês. São Paulo: IBRACON, 2008, p. 315.

NEVILLE, A. M. Background to minimising Alkali-Silica Reaction in concrete. **The Structural Engineer.**, U.K., p.18-20, Sept., 2005.

OLIVEIRA, R. A.. O colapso do Edifício Areia Branca e novos conceitos de vistorias de edifícios. **Concreto**, São Paulo, v.46, p. 49 – 52, 2007.

PERBOIRE, N.. **Reflexões sobre a ocorrência de RAA em fundações prediais do Recife**. Olinda: Editora Livro Rápido, PE, 2005.

PREZZI, M.; KURTIS, K. E.; MONTEIRO, P. J. M.; SANTOS, M. C.; ANDRADE, W. P. Importância da Química de Superfície na Reatividade Álcali – Agregado. In: Simpósio sobre RAA em estruturas de concreto, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1997, P.173-196.

PRISZKULNIK, S. Inspeção e Diagnostico de Estruturas de Concreto Afetadas pelas Reações Cimento-Agregado. **Concreto Ensino, Pesquisas e Realizações**. Geraldo C. Isaia (Editor). IBRACON. São Paulo – 2005.

RODRIGUES, E. P.; KIHARA, Y.; SBRIGHI, C. N. A reatividade álcali-agregado de rochas “granitóides e quartzíticas”: proposta de índice de reatividade potencial. In: Simpósio sobre RAA em Estruturas de Concreto, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1997, p. 151-159.

SILVA, G.A.; OLIVEIRA, R.A. Procedimento de Injeção em Trincas nos blocos de coroamento afetados pela reação álcali-agregado. In: II Simpósio sobre RAA em estruturas de concreto. 48º CBC, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, IBRACON, 2006.

SILVA, G. A.. **Recuperação de blocos de coroamento afetados pela Reação Álcali – Agregado**. Recife, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, 2007.

SILVA, P.N. **Curso sobre reação Álcali-Agregado**. Recife, 2007a.

SILVA, P.N. **Reação Álcali-Agregado nas Usinas Hidrelétricas do Complexo Paulo Afonso / CHESF. Influência da reação nas propriedades do concreto**. São Paulo, 2007b, 220p. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica / USP, 2007b.

SILVEIRA, J.F.A. **Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto**. Tema III: Auscultação e Observação de Estruturas Afetadas pela RAA. Comitê Brasileiro de Barragens. Goiânia, 1999, p. 93-115.

SILVEIRA, J.F.A. A expansão do concreto em barragens afetadas pela RAA e a importância das tensões confinantes. In: **Simpósio Sobre RAA em Estruturas de Concreto**, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1977, p. 285-291.

STANTON, T. E. Expansion of Concrete through reaction between cement and aggregate. **Proceedings, ASCE**, U.S.A. , n. 66, p. 1781 – 1811, 1940a.

STANTON, T.E. Influence of cement and aggregate on concrete expansion. **Engineering News Record**, U.S.A. n. 1, 1940b.

STANTON, T. E; PORTER, O.J; MEDER, L.C.; NICOL A. California experience with the expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. **Proceedings of A.C.I., Journal of the American Concrete Institute**, U.S.A., Jan., 1942.

THOMAZ, E.C.S. Fissuração – casos reais. Exemplo n. 40., 1999.

VEIGA, F. N.; GONÇALVES, I. N.; ANDRADE, N. P. H. Microscopia Eletrônica da Varredura de Géis Provenientes de Usinas Hidrelétricas. **In: Simpósio sobre RAA em Estruturas de Concreto**, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1997, p. 69-79.

VEIGA, F.N.; GONÇALVES, I.N.; ARMELIN, J.L.; ANDRADE, N.P.H. Reação Álcali-Agregado: A Utilização da Técnica de Microscopia Eletrônica de Varredura na Identificação de seus Produtos. In: **Simpósio sobre RAA em Estrutura de Concreto**, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1997, p. 13-20.

VIEIRA, S. R. S. S. Investigação das Reações Álcali-Agregado em Concreto. In: **Simpósio sobre RAA em Estruturas de Concreto**, Goiânia. **Anais...** Goiânia, IBRACON, 1997, p. 143-150.