UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL

PATRICIA NEVES SILVA

**REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NAS USINAS
HIDRELÉTRICAS DO COMPLEXO PAULO AFONSO / CHESF.**

Influência da reação nas propriedades do concreto.

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do título
de Mestre em Engenharia

São Paulo
2007

PATRICIA NEVES SILVA

Eng^a Civil, Universidade Federal de Pernambuco/UFPE, 2000.

**REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NAS USINAS
HIDRELÉTRICAS DO COMPLEXO PAULO AFONSO / CHESF.**

Influência da reação nas propriedades do concreto.

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do título
de Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia de Construção Civil

Orientador:
Prof. Dr. Selmo Chapira
Kuperman

São Paulo
2007

*A Deus,
A Minha Mãe, Lucila Maria Neves
Silva*

AGRADECIMENTO

Inicialmente, gostaria de agradecer ao meu orientador, que além de ser um profissional extremamente competente, sensato e equilibrado, é um ser humano admirável. Apesar de nossa distância física, esteve sempre presente no desenvolver de todo trabalho. Hoje, posso dizer que ganhei um grande amigo.

Ao eng. Aurélio, em nome de quem agradeço ao corpo técnico da CHESF aos caminhos profissionais que vem me abrindo e às preciosas informações cedidas acerca dos casos estudados, destacando a ajuda especial do eng. Alberto Cavalcanti, que com sua simplicidade e competência, tanto colaborou para realização deste trabalho. Não poderia me esquecer de todos os outros profissionais que trabalham diretamente comigo e que de uma forma ou de outra me auxiliaram e apoiaram para realização desta conquista.

Aos engenheiros Nicole, Botassi e Alexandre Castro, e aos técnicos Tizzo e Zito, em nome de quem agradeço a FURNAS e seus profissionais, por serem sempre tão solícitos e atenciosos, e pelos seus conselhos e incentivos ao estudo.

A todos os profissionais da TECOMAT, pela atenção, carinho, incentivo e ajuda sempre que solicitado e por terem encaminhado meus primeiros passos na profissão.

A todos os profissionais e empresas que contribuíram para realização da pesquisa, dentre eles, Flávio Salles, Heloísa Bolorino, CESP e CONCREMAT.

À Escola Politécnica da USP, por possibilitar cursar um dos centros de excelência do país, em especial ao Prof. Paulo Helene, por ter me acolhido e incentivado a realização desta pesquisa de mestrado desde do início. À Fátima, secretária da pós graduação, que sempre me atendeu com a maior paciência, simpatia e eficiência. À Fátima, bibliotecária que me auxiliou sempre que preciso e com muita boa vontade.

A todos os meus amigos, que agüentaram meu mau-humor, desespero e vitórias ao longo desta caminhada. Aos amigos que fiz em São Paulo, que me acolheram, ajudaram e participaram de minha vida, em especial aos amigos Manuel, Mauren e Helô, para que continuem sempre fazendo parte dela.

Ao meu marido, Ricardo, por sua compreensão, carinho, amor e paciência em todos os momentos no desenvolver desta pesquisa.

A minha mãe, pelo amor, carinho, dedicação e responsabilidade com que se preocupou em educar a mim e aos meus irmãos, e cujo exemplo de vida será sempre admirado.

À Deus.

Patrícia Neves, Março de 2007.

SUMÁRIO

Lista de figuras	i
Lista de tabelas	vi
Lista de abreviaturas e siglas	viii
Resumo	ix
Abstract	x
Introdução	1
Justificativa e importância do tema	1
Pesquisadores e centros de pesquisa	3
Objetivos gerais da pesquisa	5
Objetivos específicos	6
Conteúdo da pesquisa	6
1. Reação álcali-agregado – Parte 1: entendimento da manifestação patológica	8
1.1 Definição	8
1.2 Tipos de reação álcali-agregado	8
1.2.1 Reação álcali-sílica	9
1.2.1.1 Reação álcali-silicato	9
1.2.2 Reação álcali-carbonato	10
1.3 Histórico da RAA	11
1.4 Mecanismos de expansão	14
1.5 Fatores que influenciam a reação	17
1.5.1 Álcalis no concreto	17
1.5.2 Sílica reativa	20
1.5.3 Umidade	25
1.5.4 Temperatura	27
1.5.5 Tensão de confinamento	28
1.5.6 Tempo	30
2. Reação álcali-agregado – Parte 2: gerenciamento da manifestação patológica ...	32
2.1 Metodologias para diagnosticar a RAA	32
2.1.1 Análise petrográfica	33
2.1.2 Determinação do índice de deterioração do concreto	33
2.1.3 Determinação da expansão	34

2.1.3.1 Método das barras de argamassa	34
2.1.3.2 Método acelerado	35
2.1.3.3 Método dos prismas de concreto	37
2.1.4 Método químico	38
2.2 Medidas preventivas	38
2.2.1 Seleção dos agregados	39
2.2.2 Adições minerais	39
2.2.3 Adições químicas	40
2.3 Medidas mitigadoras	42
2.3.1 Auscultação e observação de estruturas afetadas pela RAA	43
2.3.2 Tratamentos e reparos	44
2.3.2.1 Tratamentos superficiais	44
2.3.2.2 Membranas	45
2.3.2.3 Reforço estrutural	46
2.3.2.4. Liberação de deformações	46
2.3.2.5 Reposição	47
2.4 Propriedades mecânicas de concretos afetados pela RAS	47
3. Estudo de casos	51
3.1 Descrição dos casos	51
3.1.1 Caso 1: Usinas Hidrelétricas Paulo Afonso I, II e III	51
3.1.1.1 Características das usinas	51
3.1.1.2. Diagnóstico da patologia	53
3.1.1.3 Gerenciamento da patologia	55
3.1.2 Caso 2: Usina Hidrelétrica Apolônio Sales (Moxotó)	55
3.1.2.1 Característica da usina	55
3.1.2.2 Diagnóstico da patologia	56
3.1.2.3 Gerenciamento da patologia	57
3.1.3 Caso 3: Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV	58
3.1.3.1 Característica da usina	58
3.1.3.2 Diagnóstico da patologia	59
3.1.3.3 Gerenciamento da patologia	60
3.2 Locais investigados	60

3.3 Concretos empregados	61
3.3.1 Agregados	62
3.3.2 Cimentos	63
3.3.3 Água	64
3.3.4 Dosagens	64
3.3.5 Condições ambientais	66
3.4 Programa de ensaios realizados	67
3.4.1 Determinação da expansão acelerada	68
3.4.2 Determinação da expansão em testemunhos de concretos extraídos	70
3.4.3 Determinação do índice de deterioração do concreto	73
3.4.4 Determinação dos álcalis totais e solúveis	76
3.4.5 Análise petrográfica	77
3.4.6 Determinação da massa específica	78
3.4.7 Determinação da resistência à compressão	78
3.4.8 Determinação da resistência à tração por compressão diametral	79
3.4.9. Determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson	79
3.4.10 Determinação dos parâmetros de fluência	82
4. Análise e discussão dos resultados	84
4.1 Características físicas, químicas e mineralógicas	85
4.1.1 Expansão em agregados pelo método acelerado das barras de argamassa	86
4.1.1.1 Expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos dos testemunhos de concreto	86
4.1.1.2 Expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados provenientes de fragmentos e testemunhos de rocha	91
4.1.2 Expansão em testemunhos de concreto extraídos	92
4.1.2.1 Condição A: exposição dos testemunhos de concreto em ambientes saturado com água à temperatura de 38°C	93
4.1.2.2 Condição B: imersão dos testemunhos de concreto em solução 1N de NaOH à temperatura de 38°C	98
4.1.3 Índice de deterioração do concreto	103
4.1.4 Determinação dos álcalis totais e solúveis	109

4.1.5 Massa específica	113
4.1.6 Análise petrográfica	115
4.1.6.1 Aspectos estruturais e texturais do concreto	115
4.1.6.2 Caracterização petrográfica	116
4.2 Propriedades mecânicas e elásticas	120
4.2.1 Resistência à compressão	121
4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral	126
4.2.3 Módulo de elasticidade	130
4.2.4 Coeficiente de Poisson	133
4.2.5 Fluência	134
5. Conclusões	136
5.1 Conclusões específicas e gerais	136
5.1.1 Conclusões específicas	136
5.1.1.1 Propriedades físicas, químicas e mineralógicas	136
5.1.1.2 Propriedades mecânicas	139
5.1.2 Conclusões gerais	140
5.2 Limitações da pesquisa	141
5.3 Transferência de resultados ao meio técnico	142
5.4 Sugestões para novas pesquisas	142
Anexo A: locais de amostragem do concreto	144
Anexo B: resultados da análise físico-química da água do reservatório da UHE PA IV	162
Anexo C: reconstituição de traço	165
Anexo D: expansões em barras de argamassa	167
Anexo E: expansões e variações de massa dos concretos	173
Anexo F: índice de deterioração do concreto	183
Anexo G: álcalis totais e solúveis	185
Anexo H: massa específica	187
Anexo I: resistência à compressão	189
Anexo J: resistência à tração por compressão diametral	191
Anexo K: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson	193
Anexo L: fluência	196
Referências	207

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Corte no concreto mostrando as forças expansivas, induzindo a fissuração no agregado e na pasta de cimento (FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000)	15
Figura 1.2 - Resultados de expansão segundo a ASTM C 227 para o agregado C (STARK, 1980)	19
Figura 1.3 - Expansão aos 365 dias de ensaio, em prismas de concreto confeccionados com agregados do Reino Unido (HOBBS, 2000)	20
Figura 1.4 - Relação entre expansão e tamanho da partícula do agregado (KURODA et al., 2004)	21
Figura 1.5 - Relação entre expansão e módulo de finura do agregado (KURODA et al., 2004)	22
Figura 1.6 - Relação entre expansão e área específica do agregado (KURODA et al., 2004)	22
Figura 1.7 – Influência do teor de agregado reativo, em relação a quantidade total de agregado, na expansão (HOBBS, 1980)	23
Figura 1.8 - Reatividade potencial segundo o método NBRI para diferentes tipos de basaltos (SALLES; OLIVEIRA, 1997)	24
Figura 1.9 - Expansão devida à RAS em amostras de argamassa submetidas a diferentes umidades relativas (FORAY et al., 2004)	25
Figura 1.10 - Expansões em barras de argamassa para três diferentes relações a/c (VALDUGA et al., 2005)	27
Figura 1.11 - Expansão x temperatura de cura em prismas de concreto (SHAYAN; XU, 2004)	28
Figura 1.12 - Fissuras primárias, ou usualmente conhecidas como fissuras em forma de mapa no piso da tomada d'água da UHE PA-III	29
Figura 1.13 - Fissuras secundárias impostas pela restrição à expansão, na guia da comporta da tomada d'água da UHE PA-I	29
Figura 1.14 - Expansões em amostras extraídas imersas em água a 80°C (KUPERMAN; VIEIRA; FERREIRA, 2000)	31

Figura 2.1 - Efeito da incorporação de teores de lítio na expansão de corpos-de-prova prismáticos de concreto (Adaptado a partir de CANMET, 1998 <i>apud</i> FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000)	41
Figura 3.1 – Usinas hidrelétricas Paulo Afonso I, II e III	53
Figura 3.2 - Fissura horizontal entre junta de concretagem na UHE PA II	54
Figura 3.3 – Vista aérea da usina Apolônio Sales (Moxotó)	56
Figura 3.4 – Vista aérea da Usina Paulo Afonso IV (PA IV)	59
Figura 3.5 – Conjunto de tanques com a solução de hidróxido de sódio (NaOH) (FURNAS, 2002)	69
Figura 3.6 – Vista interna do tanque com as barras imersas na solução de NaOH (FURNAS, 2002)	69
Figura 3.7 – Retirada da barra do tanque para leitura (FURNAS, 2002)	70
Figura 3.8 – Leitura das expansões através do relógio comparador digital (FURNAS, 2002)	70
Figura 3.9 – Processo de extração da amostra (FURNAS, 2002)	71
Figura 3.10 – Amostra extraída com diâmetro 150 mm (FURNAS, 2002)	71
Figura 3.11 – Amostra sendo retirada do molde (FURNAS, 2002)	71
Figura 3.12 – Amostras preparadas nas dimensões solicitadas para o ensaio (FURNAS, 2002)	71
Figura 3.13 – Testemunhos de concreto posicionados no tanque de ensaio (FURNAS, 2002)	72
Figura 3.14 – Posicionamento do testemunho no aparelho de leitura (FURNAS, 2002)	72
Figura 3.15 - Malha quadrada confeccionada na superfície polida do testemunho (FURNAS, 2001b)	74

Figura 3.16 - Investigação da deterioração do concreto no microscópio estereoscópico (FURNAS, 2001b)	75
Figura 3.17 – Aparelho Spectroline utilizado na investigação dos produtos da reação álcali-agregado (FURNAS, 2001b)	76
Figura 3.18 – Lâmina petrográfica preparada para análise no microscópio (FURNAS, 2001a)	78
Figura 3.19 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade utilizando extensômetro elétrico (FURNAS, 2006)	80
Figura 3.20 – Detalhe do extensômetro tipo compressômetro-expansômetro (FURNAS, 2006)	81
Figura 3.21 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson utilizando extensômetro mecânico tipo compressômetro-expansômetro (FURNAS, 2006)	81
Figura 3.22 – Vista dos testemunhos em ensaio (FURNAS, 2006)	83
Figura 4.1 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa com agregados extraídos dos testemunhos de concretos das usinas investigadas	87
Figura 4.2 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os resultados de expansão em barras de argamassa confeccionadas com agregado extraído dos testemunhos de concreto	88
Figura 4.3 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa fabricadas para diferentes traços e com agregados extraídos dos testemunhos de concreto de PA IV e vidro pyrex	91
Figura 4.4 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa fabricadas com agregados de testemunhos de rocha e fragmentos de rocha	92
Figura 4.5 - Expansão média residual dos concretos submersos em água à 38°C	94
Figura 4.6 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos à condição A de exposição	95
Figura 4.7 - Variação média de massa ao longo do ensaio de expansão nas amostras de concreto das usinas	97

Figura 4.8 - Expansão média residual dos concretos submersos em solução de NaOH à 38°C	99
Figura 4.9 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos à condição B de exposição	100
Figura 4.10 - Resultados médio da variação de massa ao longo do ensaio de expansão nas amostras submetidas à condição B de exposição	101
Figura 4.11 - Percentual médio de cada tipo de deterioração, nas áreas delimitadas para determinação do I_D das amostras de concreto ensaiadas, por usina	105
Figura 4.12 - Comparação entre os I_D 's médios por usina e as referências apresentadas por (Grattan-Bellew; Dunbar, 1992); (Grattan-Bellew, 1995) e (Shimer, 2006)	107
Figura 4.13 - Valor médio do teor de álcalis total, com desvio padrão dos resultados	109
Figura 4.14 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de álcalis totais	110
Figura 4.15 - Valor médio do teor de álcalis solúvel, com desvio padrão dos resultados	111
Figura 4.16 - Valor médio da massa específica por usina, indicando intervalo de variação dos resultados	114
Figura 4.17 - Resultados médios e desvio padrão do ensaio de resistência à compressão para os testemunhos das usinas	121
Figura 4.18 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de resistência à compressão	123
Figura 4.19 - Resultados médios e desvio padrão do ensaio de resistência à tração por compressão diametral para os testemunhos das usinas	127
Figura 4.20 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral	128
Figura 4.21 - Nuvem de pontos dos resultados individuais por furo para cada usina, dos resultados médios por usina e, faixa de variação esperada para relação da resistência à tração e resistência à compressão	129

Figura 4.22 - Resultados médios com desvio padrão do ensaio de módulo de elasticidade para os testemunhos das usinas 130

Figura 4.23 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de módulo de elasticidade 131

Figura 4.24 - Correlação encontrada entre a média dos resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade das usinas e comparação com a correlação proposta pela NBR-6118/2003 132

Figura 4.25 - Resultados médios com desvio padrão da taxa de fluência específica para os testemunhos das usinas 135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Porcentagem residual de algumas propriedades mecânicas quando comparadas com os valores das dos concretos não afetado pela RAS aos 28 dias (adaptado a partir de ISE, 1992)	49
Tabela 3.1 - Proporcionamento provável e traço do concreto a partir dos resultados da reconstituição de dosagem	66
Tabela 3.2 – Quantidade de amostras de concreto ensaiadas por usina	68
Tabela 3.3 - Álcalis totais e solúveis em água dos cimentos utilizados para fabricação das argamassas	69
Tabela 3.4 - Fatores para determinação do índice de deterioração do concreto	74
Tabela 4.1 - Resultados da análise de variância para expansões em barras de argamassa, fabricadas com agregados extraídos dos concretos	87
Tabela 4.2 - Taxas de expansão obtidas a partir das equações das linhas de tendência das expansões médias	89
Tabela 4.3 - Comparação das expansões médias das amostras das barras de argamassa fabricadas com agregados provenientes dos testemunhos de concreto e de fragmentos e testemunhos de rocha	92
Tabela 4.4 - Resultados da análise de variância para as expansões em testemunhos de concreto submetidos à condição A	94
Tabela 4.5 - Expansão residual das amostras de concreto extraídas e submetidas à condição A de exposição, após um ano de ensaio	95
Tabela 4.6 - Resultados da análise de variância para as variações de massa, medida ao longo dos ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos a condição A	97
Tabela 4.7 - Expansão residual das amostras de concreto extraídas e submetidas à condição B de exposição, após 190 dias de ensaio	99
Tabela 4.8 - Resultados da análise de variância para as expansões médias em concretos submetidos à condição B de exposição	100
Tabela 4.9 - A média e o intervalo de variação para o índice de deterioração obtido para as algumas das usinas da CHESF	103

Tabela 4.10 - Resultados da análise de variância para os teores de álcalis totais ...	110
Tabela 4.11 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de determinação dos álcalis total e solúvel	112
Tabela 4.12 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de massa específica	113
Tabela 4.13 - Características relativas à reação álcali-agregado dos testemunhos de concreto das usinas (adaptado de Lopes et al (2002))	116
Tabela 4.14 - Litologias dos agregados graúdos identificados nos vários testemunhos de concreto analisados (adaptado de Lopes et al (2002))	117
Tabela 4.15 - Resultado da análise de variância para resistência à compressão, tendo como variável a usina	122
Tabela 4.16 - Resultado da análise de variância para resistência à compressão, tendo como variável a profundidade	122
Tabela 4.17 - Resultado da análise de variância para resistência à tração por compressão diametral, tendo como variável a usina	127
Tabela 4.18 - Relação média entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão	129
Tabela 4.19 - Resultado da análise de variância para módulo de elasticidade, tendo como variável a usina	130
Tabela 4.20 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de coeficiente de Poisson	133
Tabela 4.21 - Resumo dos valores obtidos para taxa de fluência específica	135

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

RAA - Reação álcali-agregado

RAS - Reação álcali-sílica

RAC – Reação álcali-carbonato

CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens

CESP - Companhia Energética de São Paulo

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CHESF – Companhia Hidro Elétrica do São Francisco

ELETROBRÁS – Centrais Elétricas Brasileiras S/A

ICOLD – International Committee on Large Dams

ISE – The Institution of Structural Engineers

Relação a/c – Relação água/cimento

ASTM - American Society for Testing and Materials

I_D - Índice de deterioração do concreto

AASHTO - Association of State Highway and Transportation Officials

ACI - American Concrete Institute

CSA - Canadian Standards Association

IRP - Índice de reatividade potencial

SILVA, P. N. **Reação álcali-agregado nas usinas hidrelétricas do Complexo Paulo Afonso / CHESF**. Influência da reação nas propriedades do concreto. São Paulo, 2007. 220 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

RESUMO

Vários são os processos de deterioração do concreto e a reação álcali-agregado (RAA) se agrupa na categoria de degradação por processo químico. Como resultado da reação e em presença de umidade, são formados produtos que se expandem, podendo provocar a fissuração, perda de resistência, aumento da deformação, perda de funcionalidade, redução da durabilidade da estrutura, dentre outros. Pode-se dizer que o conhecimento quanto à prevenção da reação é vasto, porém o mesmo não pode ser dito sobre o seu mecanismo. Uma vez existindo a reação, ainda não se conhece uma maneira adequada para evitar sua continuidade.

O trabalho consistiu no estudo de casos de concretos afetados pela reação álcali-agregado nas cinco usinas hidrelétricas que compõem o Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso, de responsabilidade da Companhia Hidro Elétrica do São Francisco – CHESF, subsidiária das Centrais Elétricas Brasileiras S/A – ELETROBRÁS e responsável por gerar e transmitir energia elétrica para a região nordeste do Brasil. Os concretos das usinas possuem idades variando entre 20 e 50 anos. Foram avaliadas algumas propriedades físicas, químicas, mineralógicas, mecânicas e elásticas dos concretos, como: reatividade potencial, teor de álcalis do concreto, índice de deterioração, massa específica, resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e fluência. O principal interesse deste estudo é verificar se algumas das características dos concretos das usinas são afetadas devido à reação álcali-agregado.

Os resultados indicam que, apesar dos concretos terem sido fabricados há décadas, seu potencial reativo ainda é bastante elevado, mas que as estruturas de concreto se apresentam pouco deterioradas quando comparadas a outras estruturas. Com relação às propriedades mecânicas, não foi observada redução significativa das resistências à compressão, tração e fluência, tendo sido o módulo de elasticidade a propriedade mais sensível aos efeitos da RAA.

Palavras-chave: concreto (propriedades), usinas hidrelétricas, patologia das construções.

SILVA, P. N. **Alkali-aggregate reaction at the Paulo Afonso Hydroelectric Complex / CHESF**. Influence of the reaction in the properties of the concrete. São Paulo, 2007. 220p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ABSTRACT

Several are the concrete deterioration processes and the alkali-aggregate reaction (AAR) is classified as a chemical deterioration process. As a reaction result and in an umid environment expansion products are formed, being able to cause cracking, loss of strength, increase of deformation, loss of functionality, reduction of the durability of the structure, amongst others. The knowledge of reaction prevention is vast, but the same cannot be said about its mechanism. Once the reaction exists, there is not yet a way to avoid its continuity.

The study was carried out in five hydroelectric plants of the Paulo Afonso Hydroelectric System, whose concrete was affeted by AAR. These dams are responsible for generating energy for the northeast of Brazil. The ages of the concretes are between 20 to 50 years. Some physical, chemical, mineralogical, mechanical and elastic properties of the concrete were evaluated, such as: potential reactivity, alkali content, deterioration index, bulk density, compressive strength, tensile strength, modulus of elasticity, Poisson's ratio and creep. The main objective of this study is to evaluate if some of the characteristics of the concretes are affected by the AAR.

The results indicate that, although the concretes have been manufactured decades ago, the potential reactivity is still high, but the concrete structures are not much deteriorated. With regard to the mechanical properties, it was not observed significant reduction on the compressive strength, tensile strength, creep, but the modulus of elasticity was the most sensible concrete characteristic affected by the AAR.

Keywords: concrete (properties), Hydroelectric Power Plants, constructions pathology

INTRODUÇÃO

Justificativa e importância do tema

A reação álcali-agregado (RAA) é um dos fenômenos patológicos mais importantes que interferem na durabilidade do concreto. Resumidamente, pode-se definir a RAA como uma reação química em que alguns constituintes do agregado reagem com os hidróxidos alcalinos, que estão dissolvidos na solução dos poros do concreto. Comumente, essas reações são divididas em dois tipos: reação álcali-sílica e reação álcali-carbonato. Um caso particular da reação álcali-sílica é a reação álcali-silicato.

Dentre os tipos de RAA, a que mais ocorre no Brasil e que será objeto de estudo desta dissertação é a reação álcali-silicato, que ocorre entre os álcalis disponíveis na solução dos poros do concreto e alguns tipos de silicatos presentes em certas rochas. O produto gerado nesta reação química é um gel sílico-alcalino que, na presença de umidade, pode expandir-se. Se o gel estiver confinado pela pasta de cimento, seu inchamento implica a introdução de tensões internas que, eventualmente, podem causar fissuras no concreto e afetar algumas de suas propriedades mecânicas.

A velocidade de desenvolvimento e magnitude das deformações depende de um grande número de fatores, sendo os principais: a natureza e quantidade disponível de agregados reativos; teor de álcalis no cimento; temperatura ambiente; disponibilidade de umidade e de eventuais restrições. Diante dos fatores que influenciam o desenvolvimento da RAA, apesar da reação poder manifestar-se em qualquer estrutura de concreto, nota-se que as barragens apresentam condições particularmente favoráveis ao aparecimento da RAA, uma vez que envolvem grandes volumes de concreto massa e apresentam condições de temperatura e umidade extremamente variáveis e favoráveis ao desenvolvimento da manifestação patológica.

A fissuração ocorrida no concreto devido à RAA pode contribuir também com outros problemas que afetam a durabilidade das estruturas, como por exemplo, a corrosão de armaduras. Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (1999), a

microfissuração junto à superfície dos agregados e a perda de aderência podem levar a perdas de resistência e à redução do módulo de elasticidade do concreto. A reação álcali-agregado pode causar expansões e fissurações, levando à perda de resistência, de elasticidade e de durabilidade do concreto.

O interesse na reação álcali-agregado em estruturas de concreto aumentou significativamente nas últimas décadas em função do aparecimento, cada vez mais intenso, de novos casos da manifestação patológica, do risco relacionado à segurança de barragens e dos elevados custos de reparos e manutenção. Muitas vezes, os elevados custos de reparos e manutenções estão relacionados a diagnósticos incorretos, medidas reparadoras inadequadas e, até mesmo, desconhecimento sobre o assunto, o que não é muito incomum.

Em 2005 foram descobertos vários casos de deterioração devido à reação álcali-agregado em blocos de fundação em edificações na Região Metropolitana do Recife. As fissurações apresentadas por estas estruturas eram intensas, possuindo em alguns casos abertura de ordem centimétrica, o que gerou certa apreensão dos técnicos envolvidos na análise dos casos com relação ao monolitismo das peças estruturais. Os moradores das edificações sentiram-se inseguros em continuar morando em seus edifícios, e muitos optaram por deixar o imóvel até que o problema estivesse resolvido.

O Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB (1999) relata que há países em que cerca de 25% das estruturas de barragens está afetada pela RAA. A África do Sul, por exemplo, entre 1970 e 1996 gastou cerca de US\$ 350.000.000,00 (trezentos e cinquenta milhões de dólares americanos) no reparo e manutenção de estruturas de concreto afetadas pela reação.

Apesar da RAA ter sido divulgada a partir da década de 40, uma das grandes dificuldades em dominar o mecanismo da reação álcali-agregado está relacionada ao universo cada vez maior de tipos de rochas potencialmente reativas. Leps (1995) mencionou que a quase infinita quantidade de minerais que a natureza nos proporcionou, na forma de rochas e agregados, realmente representa um desafio

quase impossível para o desenvolvimento de um conhecimento perfeito sobre a química do concreto expansivo.

Pode-se dizer que a reação entre os álcalis disponíveis no concreto e os agregados vem se tornando um dos maiores desafios para os técnicos envolvidos com os problemas de durabilidade das estruturas de concreto.

Pesquisadores e centros de pesquisa

A reação álcali-agregado é conhecida desde a década de 30, sendo divulgada na década de 40 como a causa potencial de expansões em algumas estruturas e pavimentos de concreto. Desde o descobrimento desse fenômeno, uma vasta literatura se publicou e continua sendo produzida, registrando metodologias para avaliação do fenômeno, maneiras de minimizar seus efeitos, bem como buscando soluções para reduzir os efeitos após o início das reações.

No mundo, *U. S. Bureau of Reclamation* (E.U.A), *Corps of Engineers* (E.U.A), *Portland Cement Association* (E.U.A.), *American Concrete Institute* (E.U.A), *State Highways Laboratories* (E.U.A), *Public Road Administration* (E.U.A), *CANMET* (Canadá), *International Commission on Large Dams*, *Hydro Québec* (Canadá), *Sherbrooke University* (Canadá), *University of California – Berkeley* (E.U.A), *École Nationale des Ponts et Chaussées* (França), *Beijing Institute of Building Materials Research* (China), *The Institution of Structural Engineers* (UK), dentre outros, são exemplos de entidades, empresas e centros de pesquisa que estudam a RAA.

No Brasil, a CESP - Companhia Energética de São Paulo, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT, Furnas Centrais Elétricas S.A., a Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e, a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo são os principais centros de pesquisa sobre o tema.

Estes centros, e inúmeros outros, vêm desenvolvendo pesquisas tentando explicar as causas do fenômeno, seus mecanismos e os fatores que o influenciam, objetivando descobrir a origem da manifestação patológica, os métodos de análise dos materiais

para determinar o potencial reativo dos componentes do concreto, intervenções para minimizar a reação, e metodologia para gerir o tratamento das estruturas atingidas.

Mesmo com tantas pesquisas e estudos, ainda não se dispõe de uma maneira eficiente para impedir a evolução da RAA e, conseqüentemente, a sua expansão depois que ela estabeleceu seu curso. Continuam sem respostas perguntas como: quanto tempo a RAA ainda perdurará? Qual a velocidade de expansão esperada, no futuro, para uma estrutura atacada pela RAA? Como evitar a continuidade da reação? Observa-se e deduz-se deste fato que ainda há desinformação e há a necessidade de se investir no aprendizado e na disseminação do conhecimento sobre o assunto. Disso resulta a extrema necessidade de divulgar os problemas e o que se conhece a respeito deles, para que se possam buscar soluções.

Apesar da comunidade técnica brasileira ter tomado conhecimento do fenômeno da RAA nos anos 60, observa-se que muitos engenheiros ainda não possuem conhecimento apropriado sobre o assunto, ou não têm a preocupação de se informar e nem conseguem visualizar as dimensões dos danos que essa manifestação patológica pode causar.

Hasparyk (1999) menciona na época da publicação que, o centro tecnológico de engenharia civil de Furnas Centrais Elétricas S.A., em Goiânia, já havia recebido diversas solicitações de ensaios de reatividade álcali-agregado de várias partes do Brasil e do exterior. Verifica-se, dessa forma, o crescimento do interesse pelo assunto, bem como uma busca de maior compreensão deste fenômeno patológico.

A importância dos danos decorrentes da RAA, evidenciados pelas ocorrências em vários países, mostra a necessidade de tomadas de decisões não isoladas, mas devidamente organizadas e coordenadas. Muitos países já se organizaram e elaboraram um Estado da Arte, bem como manuais e normas a fim de determinar modelos de ação para as tomadas de decisões em relação ao fenômeno da RAA.

A comunidade barrageira há décadas já toma medidas preventivas e mitigadoras visando a evitar o desenvolvimento e os danos devidos à RAA. Apesar de existirem casos significativos e registrados da ocorrência dessa reação no Brasil em obras de

barragens, usinas hidrelétricas e fundações de pontes, só após o conhecimento da ocorrência de reações expansivas deletérias em algumas fundações de obras de edificações na Região Metropolitana do Recife, em 2005, é que houve um esforço organizado e coordenado para uma postura técnico-científica envolvendo centros de pesquisas, entidades e empresas que tratam a respeito deste assunto.

Em 2005, o Instituto Brasileiro do Concreto, IBRACON, constituiu um comitê de especialistas para estudar a questão e redigir um comunicado à sociedade, tranquilizando-a sobre o problema decorrente da RAA em edificações. A comissão de Estudo de Requisitos e Métodos de Ensaio de Agregados CE-18:200.01 iniciou em 2006 um trabalho para o desenvolvimento de um guia visando a estabelecer um entendimento sobre a reação álcali-agregado, tanto do ponto de vista de detecção, como também do tratamento da manifestação patológica e das medidas preventivas a serem adotadas antes do início da construção, bem como para elaboração de normas técnicas de ensaio sobre métodos de ensaios físicos, químicos e petrográfico sobre a reação álcali-agregado. O guia e os métodos de ensaios constituem as sete partes do projeto de norma 18:200.01-001 a 007, em elaboração sobre a coordenação da ABNT.

Objetivos gerais da pesquisa

Esta pesquisa tem como objetivos gerais historiar o que foi feito para conviver com a reação álcali-agregado nas usinas hidrelétricas do Complexo Paulo Afonso, descrevendo os sintomas observados nas estruturas, o diagnóstico encontrado e o gerenciamento aplicado, bem como, avaliar as características dos concretos de algumas das estruturas das usinas afetadas pela RAA, de responsabilidade da Companhia Hidro Elétrica do São Francisco - CHESF, subsidiária das Centrais Elétricas Brasileiras S/A - ELETROBRÁS e responsável por gerar e transmitir energia elétrica para a Região Nordeste do Brasil. A avaliação foi feita tomando por base algumas das propriedades físicas, químicas, mineralógicas, mecânicas e elásticas dos concretos em estudo.

Muitos estudos sobre RAA foram realizados nas barragens da CHESF, sendo de interesse reunir as informações, analisá-las e divulgá-las de maneira concisa e

organizada ao meio técnico. O conhecimento do fenômeno é um elemento de extrema importância para se planejar, prevenir e remediar problemas decorrentes da reação, sendo, portanto, o relato do que já aconteceu em outras obras um dos passos fundamentais para estabelecer a memória técnica sobre o assunto.

Objetivos específicos

A pesquisa tem os seguintes objetivos específicos:

1. Conhecer a influência da reação álcali-agregado em algumas das propriedades físicas, químicas, mineralógicas, mecânicas e elásticas de concretos, com idades entre 20 e 50 anos, afetados pela reação.
2. Realizar comparações entre os resultados obtidos nos concretos em estudo e outros já divulgados no meio técnico, visando verificar se apresentam comportamentos semelhantes.
3. Verificar se existe correlação entre as várias propriedades estudadas e se estas correlações são semelhantes às encontradas para os concretos sãos, ou seja, não afetados pela reação álcali-agregado.
4. Conhecer os potenciais reativos dos concretos que ainda permanecem reagindo, mesmo depois de decorridos entre 20 e 50 anos de construção das estruturas.

Conteúdo da pesquisa

O trabalho foi dividido em cinco capítulos, sendo os mesmos descritos resumidamente a seguir.

Na introdução justifica-se a importância da pesquisa, seus objetivos e seu conteúdo.

No primeiro capítulo faz-se uma revisão bibliográfica sobre a reação álcali-agregado, no que diz respeito à definição, os tipos, as características, o histórico, a evolução das pesquisas, os mecanismos e os fatores que influenciam no desenvolvimento da manifestação patológica.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica enfocando o gerenciamento da reação, ou seja, como lidar com a mesma. São apresentadas as normas nacionais e internacionais existentes sobre os métodos de ensaios disponíveis para diagnosticar e prevenir a manifestação patológica, as medidas preventivas e mitigadoras, bem como o que se sabe sobre os efeitos da reação nas propriedades mecânicas do concreto.

No terceiro capítulo apresenta-se o estudo de casos da pesquisa, descrevendo as características de cada caso estudado, os locais investigados, as características dos concretos empregados, a metodologia de execução dos ensaios que foram utilizados para avaliar as propriedades físicas, químicas, mineralógicas, mecânicas e elásticas dos concretos, as quais são: expansão acelerada em barras de argamassa, expansão em testemunhos de concreto, índice de deterioração do concreto, álcalis totais e solúveis, massa específica, análise petrográfica, resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e fluência.

No quarto capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios anteriormente citados, bem como a discussão sobre os mesmos.

No quinto e último capítulo está a conclusão, contribuindo para disseminação dos efeitos da reação álcali-agregado nas propriedades físicas, químicas, mineralógicas, mecânicas e elásticas do concreto, bem como a contribuição para o meio técnico com a divulgação unificada dos problemas e acompanhamento da RAA em algumas usinas hidrelétricas afetadas pela manifestação patológica. Neste capítulo encontra-se também, sugestões para novos estudos relacionados com a reação álcali-agregado a fim de melhorar a compreensão de seus mecanismos e de seus efeitos sobre suas propriedades.

1. REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO – PARTE 1: ENTENDIMENTO DA MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA

1.1 Definição

A reação álcali-agregado (RAA) pode ser definida como uma reação química que ocorre dentro da massa de concreto, entre alguns constituintes mineralógicos do agregado e os hidróxidos alcalinos que estão dissolvidos na solução dos poros do concreto. Como resultado da reação e em presença de umidade são formados produtos que se expandem, podendo provocar a fissuração, perda de resistência, aumento da deformação, perda de funcionalidade e interferência na durabilidade da estrutura.

As reações ocorrem quando da dissolução dos álcalis na própria água de amassamento do concreto e, posteriormente, na água contida nos poros do concreto. A solução alcalina reagirá com os agregados, dando início à RAA.

Segundo o *Committee on Materials for Concrete Dams – CIGB/ICOLD* (1991), os danos causados pela RAA se apresentam de diversas formas e vêm sendo observados em diversos tipos de estruturas de concreto afetadas em vários países, sobretudo nos de clima quente e úmido. O tempo necessário para que esses danos apareçam pode variar de poucos meses a algumas décadas após a construção. As fissuras aumentam consideravelmente ao longo dos anos, e os reparos destas são frequentemente ineficientes.

1.2 Tipos de reação álcali-agregado

Existem dois tipos de reação álcali-agregado, a depender do tipo de agregado que reage com os álcalis em solução nos poros do concreto. São elas:

- Reação álcali-sílica;
- Reação álcali-carbonato.

1.2.1 Reação álcali-sílica

A reação álcali-sílica (RAS) é a forma mais frequentemente encontrada de reação álcali-agregado. O projeto de norma 18:200.01-001/1 define esta reação como um tipo de reação álcali-agregado em que participam a sílica reativa dos agregados e os álcalis, na presença do hidróxido de cálcio originado pela hidratação do cimento, formando um gel expansivo.

“A reação álcali-sílica é a reação expansiva mais conhecida e a que acontece mais rapidamente, sendo responsável pelo maior número de casos no mundo. Os vários tipos de sílica presentes nos agregados reagem com os íons hidroxilas presentes nos poros do concreto. A sílica, agora dissolvida, reage com os álcalis sódio e potássio formando um gel de álcali-sílica, altamente instável. Uma vez formado, o gel começa a absorver água e a expandir-se, ocupando um volume maior que os materiais que originaram a reação. A água absorvida pelo gel pode ser parte da que não foi usada na hidratação do cimento, água existente no local (reservatório, por exemplo), água de chuva e, até mesmo, água condensada da umidade do ar” (informação verbal)¹.

Do relato acima, pode-se concluir que para que a RAS ocorra no concreto, é necessário que existam três componentes:

- uma certa quantidade de solução alcalina nos poros do concreto;
- uma certa proporção de sílica reativa nos agregados;
- umidade.

1.2.1.1 Reação álcali-silicato

A reação álcali-silicato é um tipo específico de reação álcali-sílica em que participam os álcalis e alguns tipos de silicato presentes em certas rochas. Os silicatos reativos mais comuns são o quartzo tensionado por processos tectônicos e os minerais da

¹ Parte do relato realizado por Kuperman sobre o tema 96 – concreto nas obras de barragens – no Seminário Nacional de Grandes Barragens, em Goiânia, 2005.

classe dos filossilicatos presentes em ardósias, filitos, xistos, gnaisses, granulitos, quartzitos, entre outros (Projeto 18:200.01-001/1).

É o tipo de RAA mais encontrado no Brasil, e apresenta natureza mais lenta e complexa que os outros tipos de reação, pois os minerais reativos encontram-se mais disseminados na matriz. Está relacionada a agregados provenientes de rochas de composição quartzo-feldspáticas como granitos, granodioritos, gnaiss e migmatitos. Segundo Pecchio et al. (2006), os estudos e observações vêm apontando o quartzo tensionado, deformado e cisalhado, como sendo um dos principais responsáveis pela reação álcali-silicato, bem como o feldspato alcalino, importante mineral encontrado nessas rochas.

A reação álcali-agregado que ocorre no concreto extraído das barragens que fazem parte do programa experimental desta dissertação é do tipo álcali-silicato, tendo como agregado o granito-gnaiss, e como principais minerais reativos o quartzo deformado e o feldspato alcalino. Como a reação álcali-silicato é um tipo de reação álcali-sílica, ambas serão denominadas nesta dissertação por reação álcali-sílica e serão abreviadas pela sigla RAS.

Alguns exemplos de casos oficialmente publicados de barragens brasileiras cujas estruturas de concreto estão deterioradas pela RAS são: usinas hidrelétricas do complexo Paulo Afonso (BA), barragem de *Billings*-Pedra (SP), barragem de Tapacurá (PE), usina hidrelétrica Furnas (MG), dentre outros.

1.2.2 Reação álcali-carbonato

“A reação álcali-carbonato (RAC) é um tipo de reação álcali-agregado em que participam os álcalis e agregados rochosos carbonáticos. A forma mais conhecida de deterioração do concreto é devida à desdolomitização da rocha e ao conseqüente enfraquecimento da ligação pasta-agregado. Não há formação de gel expansivo, mas de compostos cristalizados como a brucita, carbonatos alcalinos, carbonatos cálcicos e silicato magnésiano” (Projeto 18:200.01-001/1). Neste tipo de reação, a expansão é causada porque o processo de desdolomitização modifica a estrutura do calcário, causando aumento de volume.

Como a reação regenera os hidróxidos alcalinos, a reação de desdolomitização terá continuidade até que a dolomita tenha reagido por completo, ou até que a concentração de álcalis tenha sido suficientemente reduzida por reações secundárias, como pode ser observado nas equações (1) e (2) a seguir (CIGB/ICOLD, 1991).

- Reação de desdolomitização

- Reação de regeneração do hidróxido de sódio

Silveira et al. (2006) ressalta que as rochas carbonáticas também podem desenvolver reações do tipo sílica/silicato (RAS), quando possuem em sua composição silicatos.

Em 1957 Swenson identificou a deterioração de concretos causada por RAC. Posteriormente, foram descobertas estruturas de concretos apresentando deterioração semelhante nos Estados Unidos (estados de Virginia, Kentucky, Missouri, Tennessee, Iowa, Illinois, Indiana, e Nova York), Iraque, Bahrein, Inglaterra, e China (MINGSHU; MIN, 2004). No Brasil, apesar de não ter sido divulgado nenhum caso oficial, sabe-se que existem obras construídas com calcários sabidamente reativos, como o de um dos casos estudados por Silveira (2006), em que foi utilizado agregado calcário na fabricação do concreto da barragem e hoje, observa a RAC.

1.3 Histórico da RAA

No final da década de 30, foram observadas fissurações significativas em estruturas de concreto no sul da Califórnia, EUA, que não estavam relacionadas a problemas de durabilidade devido a patologias conhecidas, como gelo/degelo e corrosão de armaduras. Este fato chamou a atenção dos engenheiros e consultores da época.

A divisão de concreto do laboratório de materiais da *California Division of Highways*, dirigida por Thomas E. Stanton, preocupada com o assunto iniciou pesquisas a fim de compreender a origem dessas fissuras no concreto. Em 1940,

Stanton publicou dois artigos, um na *Engineering News-Record*, e outro na *ASCE Proceedings*. Estes artigos descreviam o que era a RAA, uma reação química que acontecia entre os álcalis provenientes do cimento e certos agregados, quais eram alguns dos minerais que podiam promover a reação e, concluíam também que, ao limitar o equivalente alcalino do cimento em 0,6%, as expansões resultantes da RAA eram insignificantes (TUTHILL, 1982).

Baseado no trabalho de Stanton, o *U.S. Bureau of Reclamation* conduziu investigações em algumas barragens de concreto que estavam apresentando fissuras, levando em consideração entre as possíveis causas da deterioração, a RAA. Foi evidenciado pela instituição que a barragem de *Parker*, no Rio Colorado, e a de *Stewart Mountain*, no Rio *Salt*, Arizona, apresentavam RAA. Estas investigações corroboraram as de Stanton, dando maior credibilidade à importância do teor de álcalis do cimento, à composição dos agregados, e aos requisitos ambientais necessários ao desenvolvimento da RAA (TUTHILL, 1982).

Como consequência destas descobertas, várias instituições em todo mundo conduziram estudos sobre RAA, dentre elas: *Army Corps of Engineers e Portland Cement Association* nos E.U.A, *Australian Council for Scientific and Industrial Research*, na Austrália e o *Danish National Committee*, na Dinamarca. Dentre os vários objetivos destas pesquisas estavam entender o mecanismo da reação, a eficiência de adições minerais em reduzir as expansões da reação, conhecer quais os tipos de rocha eram suscetíveis a RAA, e quais métodos de ensaios eram capazes de detectar e medir o potencial reativo das rochas e da combinação cimento-agregado. Alguns dos resultados destes estudos foram o desenvolvimento de métodos de ensaios, como o método químico (ASTM C 289), o método das barras de argamassa (ASTM C 227), o método de análise petrográfica de agregados para concreto (ASTM C 295) e o método para avaliar a eficiência de adições minerais na prevenção de expansões excessivas devido a RAA (ASTM C 441), descritos com maiores detalhes no item 2.1, desta dissertação.

A partir da década de 70 novos casos de RAA foram diagnosticados, mesmo em estruturas cujos agregados haviam sido investigados segundo os métodos de ensaios e conhecimentos que se tinha sobre o assunto na época, sugerindo que os métodos de

ensaios desenvolvidos até o momento estavam, algumas vezes, sendo falhos. Uma das explicações para esta falha pode estar relacionada à velocidade da reação em certos tipos de agregados, como mencionado por Tuthill (1982), que observa que obras cujos minerais apresentam quartzo tensionado em sua constituição podem desenvolver uma reação lenta, apenas após 10 anos de construção, demonstrando a baixa velocidade de desenvolvimento da reação em certos minerais.

A partir da década de 90, novos métodos tomaram grande impulso, talvez em função da grande quantidade de casos de RAA que surgiram em todo mundo, mesmo após o conhecimento que se tinha sobre o fenômeno patológico. Dentre estes métodos pode-se citar o método acelerado das barras de argamassa (ASTM C 1260) e o método dos prismas de concreto (ASTM C 1293). Apesar de todos esses estudos, algumas questões ainda permanecem sem respostas, como: quais métodos de ensaios são eficientes para avaliar a reatividade potencial para uma dada combinação cimento-agregado? Quais os valores e idades de avaliação a serem estabelecidos como limites seguros para os métodos de ensaios? Quais os níveis de esforços que são transmitidos às estruturas pela reação?

Desde a descoberta desta manifestação patológica, muitas estruturas no mundo foram diagnosticadas como afetadas pela RAA. A fim de demonstrar a extensão mundial do problema, podem ser citados como exemplos: a barragem *Parker* (E.U.A), a barragem *Val de la Mare* (Reino Unido), as barragens *Beauharnois* e *Mactaquac* (Canadá), a barragem Apolônio Sales (Brasil), a barragem de *Sandouping* (China), trechos da via urbana de *Johannesburg* (África do Sul) e trechos da via expressa *Hanshin* (Japão) (TUTHILL, 1982); (CIGB/ICOLD, 1991); (FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000) (JINYU, 2004).

No Brasil, a CESP tornou-se a primeira empresa brasileira a descobrir que suas estruturas de concreto poderiam sofrer o problema de RAA, tendo tomado providências para que o fenômeno não se manifestasse na UHE Jupiá e nas usinas construídas na mesma época, bem como em todas as outras que se seguiram (KUPERMAN et al., 2005).

O primeiro estudo brasileiro publicado dentro da literatura técnica sobre RAA foi realizado por Gitahy, em 1963, quando investigou os agregados disponíveis para a construção da barragem de Jupia, no Rio Paraná, no estado de São Paulo. Depois dos ensaios de laboratório, a presença de materiais reativos foi verificada e, dada a impossibilidade de uso de outros tipos de agregados, as seguintes medidas preventivas foram necessárias: uso limitado dos álcalis no cimento e uso de 35% de pozolana artificial para substituir parte do cimento (PAULON, 1981).

Mais de 20 casos de barragens afetadas pela RAA já foram relatados no Brasil. Algumas publicações listam vários casos de obras brasileiras cujo concreto apresenta RAA, destacando-se os seguintes: a barragem Apolônio Sales (mais conhecida como Moxotó), no Rio São Francisco, entre os Estados da Bahia e Alagoas; Barragens de Billings/Pedras, no Rio Capivari, Estado de São Paulo; barragens de Furnas, no Rio Grande, Estado de Minas Gerais; barragens Joanes, no Rio Joanes, Estado da Bahia (HASPARYK; MONTEIRO; CARASEK, 2001). No artigo publicado por Helene; Pereira; Castro (2005) apresenta-se o estudo de caso da Ponte Paulo Guerra, na cidade do Recife, cujos blocos de fundação foram agressivamente deteriorados, dentre outras patologias, pela RAS. Neste mesmo ano, em 2005, foram descobertos vários blocos de fundações de edificações na cidade do Recife também deteriorados pela RAS.

1.4 Mecanismos de expansão

Serão relatadas neste item algumas das teorias defendidas por alguns pesquisadores sobre os mecanismos de expansão da reação álcali-agregado do tipo álcali-sílica.

Farny; Kosmatka (1997) simplificam didaticamente o mecanismo da RAS em dois processos:

1. álcalis + sílica reativa → produto reativo de gel (1º processo)
2. produto reativo de gel + umidade → expansão (2º processo)

De maneira geral, pode-se dizer que o mecanismo de reação/expansão da reação álcali-sílica consiste no ataque da sílica reativa presente nos agregados pelos

hidróxidos alcalinos, transformando-os em produtos viscosos da reação chamados de géis sílico-alcalinos. A existência de diferenças localizadas de energia livre induzem a migração de água e várias espécies iônicas presentes na solução dos poros do concreto para o gel, a fim de manter o equilíbrio do sistema. Como o gel não pode se expandir livremente, pois está restringido pela pasta de cimento, tensões de tração são geradas e as fissuras irão ocorrer quando a pressão exercida em determinado local pela reação expansiva exceder a resistência à tração da partícula de agregado ou da pasta de cimento (FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000).

A reação se inicia na superfície dos agregados silicosos. Como consequência, silicatos de estruturas mais cristalinas e densas, como o quartzo, são mais resistentes ao ataque quando comparados com minerais silicosos de estruturas mais abertas. Os íons presentes na solução dos poros do concreto, como os hidróxidos de sódio, potássio e cálcio, podem penetrar mais facilmente num mineral de estrutura menos cristalina (MONTEIRO et al., 1997).

A Figura 1.1, extraída da obra citada ilustra as forças de expansão induzidas pela reação expansiva álcali-sílica causando fissuras nas partículas de agregado e no entorno da pasta de cimento.

Figura 1.1 - Corte no concreto mostrando as forças expansivas, induzindo a fissuração no agregado e na pasta de cimento (FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000).

Apesar do mecanismo da reação ser bastante controverso, e dos estudiosos do assunto não chegarem a conclusões claras após mais de 60 anos de estudo os pesquisadores, de uma maneira geral, concordam que o processo químico de dissolução da sílica reativa ocorre por meio das soluções altamente alcalinas presentes nos poros do concreto.

Após uma visão generalista do mecanismo da reação álcali-sílica, serão apresentadas, simplificadaamente, as principais teorias desenvolvidas por alguns pesquisadores para explicar este mecanismo.

A teoria da pressão osmótica foi desenvolvida por Hansen em 1944, que atribuiu o efeito expansivo da reação à pressão osmótica, sugerindo que a pasta de cimento que envolve os grãos reativos atua como membrana semipermeável confinando os produtos da reação e ocasionando, dessa forma, expansões devido às pressões hidráulicas (GITAHY, 1984).

MacGowan; Vivian (1952) propuseram um mecanismo alternativo relacionado à pressão de expansão com o aumento de volume de gel por adsorção de água. Eles questionavam a teoria de Hansen, no fato de que se as fissuras devido a RAS ocorressem circundando a membrana da pasta de cimento, estas iriam aliviar a pressão osmótica e prevenir futuras expansões (MACGOWAN; VIVIAN, 1952 *apud* FARNY; KOSMATKA, 1997).

Helmuth; Stark (1992) relatam que outros pesquisadores, incluindo Powers e Steinour, em 1955, propuseram uma junção entre a teoria de Hansen e a de MacGowan; Vivian, levando em consideração que a pressão devido à RAS depende de ambos, a pressão osmótica e a adsorção de água, a depender da natureza do complexo álcali-sílica formado na reação, especificamente se ele é sólido ou fluido.

Posteriormente, Prezzi; Monteiro; Sposito (1997) apresentaram um modelo baseado nos conceitos básicos da química de superfície, atribuindo as expansões causadas pelo inchamento do gel à repulsão elétrica da dupla camada. Quando fases sólidas e líquidas entram em contato, a superfície do sólido quase invariavelmente carrega excesso de carga, ou seja, a interface entre as fases é eletrificada (Prezzi; Monteiro;

Sposito 1997). A solução altamente alcalina dos poros do concreto dissolve a sílica reativa presente nos agregados, gerando uma carga negativa nos íons de oxigênio. Para promover o equilíbrio elétrico do sistema, íons de sódio, potássio, cálcio e alguns ânions formam uma camada difusa de íons ao redor das partículas de silicatos. É formada uma suspensão coloidal, conhecida como gel sílico-alcalino ávido por água.

Quanto maior for a área da interface entre as fases sólida e líquida, maior a quantidade de água que pode ser absorvida, maior a força de repulsão da dupla camada e maior a pressão sobre a pasta de cimento. A valência dos íons e suas concentrações irão determinar a espessura da dupla camada e as forças de repulsão. Isto significa que um gel rico em sódio possui uma expansão potencial maior ou, pode gerar uma pressão maior do que a provocada por um gel rico em cálcio (Prezzi; Monteiro; Sposito 1997).

1.5 Fatores que influenciam a reação

Sabe-se que a deterioração do concreto por RAS é devido ao efeito simultâneo de vários fatores que podem ser subdivididos em três grupos:

- características dos materiais: agregados e cimento;
- influências externas: umidade, temperatura e tensão de confinamento e;
- tempo.

1.5.1 Álcalis no concreto

O teor de álcalis normalmente é medido em relação ao teor de óxido de sódio ou potássio (Na_2O e K_2O) e é expresso como teor de equivalente em óxido de sódio como mostra a equação (3):

$$\%equiv.Na_2O = \%Na_2O + 0,658 \times (\%K_2O) \quad (3)$$

Dependendo do tipo de análise feita com o cimento, o equivalente em óxido de sódio pode ser total, quando dissolvido em ácido, ou solúvel, quando dissolvido em água.

Por motivos práticos, a fórmula do equivalente alcalino em óxido de sódio na equação (3), vem sendo utilizada há mais de 50 anos para calcular o total de álcalis do cimento ou concreto. Porém, assim como outros pesquisadores, Ming-yu; Ming-shu (2004) criticam o coeficiente de 0,658 do K_2O na fórmula como sendo um valor elevado e propõem como valor aceitável a faixa entre 0,4-0,5. A contestação baseia-se nas seguintes explicações: (1) o coeficiente do K_2O na fórmula da equação (3) corresponde à relação entre o peso molecular do Na_2O e do K_2O , como se um mol de K_2O produzisse a mesma concentração de OH^- e cátions que o Na_2O ; (2) algumas investigações mostraram que a concentração de OH^- tem efeito sobre a expansão devido à RAS, bem como o tipo de cátion e suas propriedades no concreto, ignorados pela fórmula representada pela equação (3).

A quantidade de álcalis no concreto depende não apenas da concentração de álcalis no cimento e de outras fontes, mas também do consumo de cimento do concreto.

Cimentos Portland que contenham teor de equivalente alcalino total inferior a 0,6% são considerados cimentos com baixo teor de álcalis (ASTM C 150). Entretanto, desde a publicação de Stanton (1940), foram divulgados alguns casos em que, apesar de terem sido utilizados cimentos Portland com uma quantidade de álcalis inferior a 0,6% em Na_2O , expansões deletérias ocorreram no concreto.

Stark (1980) desenvolveu uma pesquisa com agregados de diversas fontes em combinação com cimentos com vários teores de álcalis. As barras de argamassa foram moldadas e a expansão medida segundo procedimento da ASTM C 227. A Figura 1.2 obtida da pesquisa desenvolvida pelo autor, ilustra bem que cimentos com baixo teor de álcalis não necessariamente são efetivos na prevenção da RAS. A expansão potencial é função da reatividade do agregado e da quantidade total de álcalis solúveis para reagir, por metro cúbico de concreto. Atualmente, reconhece-se mundialmente que apenas a limitação do teor de álcalis do cimento não evita a RAS.

Figura 1.2 - Resultados de expansão segundo a ASTM C 227 para o agregado C² (STARK, 1980).

A Figura 1.3 apresenta alguns dos resultados publicados por Hobbs (2000) em ensaios realizados com prismas de concreto, fabricados com diferentes agregados do Reino Unido, de reatividade normal segundo classificação do BRE 1997 e submetidos a um ambiente com 100% de umidade e temperatura de 38°C. As expansões após 365 dias de ensaio foram plotadas com o teor de álcalis do concreto. Os dados publicados pelo autor foram obtidos em pesquisas desenvolvidas por Thomas et al (1996), Sibbick et al (1992) e Hobbs (1992). A linha preta destaca o limite dos pontos apresentados nos estudos e a área hachurada corresponde à faixa de expansão e teor de álcalis onde as amostras começaram a apresentar fissuras visuais. Percebe-se a influência do teor de álcalis nas expansões e que o comportamento varia, a depender das características dos agregados.

² O agregado C contém 10% de material reativo, composto por andesito e riolito de estrutura vítrea a criptocristalina.

Figura 1.3 - Expansão aos 365 dias de ensaio, em prismas de concreto confeccionados com agregados do Reino Unido (HOBBS, 2000).

O cimento, entretanto, não é a única fonte potencial de álcalis no concreto: as adições e os agregados podem contribuir significativamente para alcalinidade do meio. Os álcalis podem ser liberados, por exemplo, por certos tipos de agregados que contêm feldspato, algumas micas e vidro, ou serem trazidos pelo ingresso de umidade no concreto (Bérubé; Fournier, 2004). Ou seja, os álcalis (sódio e potássio) podem ser originários do cimento, pozolanas, agregados, adições químicas e água de amassamento (FARNY; KOSMATKA, 1997).

1.5.2 Sílica reativa

A sílica é encontrada na maioria dos depósitos geológicos do planeta e apresenta-se com diversas estruturas cristalinas e tamanhos de grãos. Apenas a sílica com estrutura desordenada e/ou finas partículas de grãos reagem com os álcalis no concreto. De acordo com o ISE, o mineral opala, por exemplo, é considerado um dos mais reativos e pode causar danos até mesmo em concentrações da ordem de 1% a 2% do total da mistura (ISE, 1992).

O tipo, tamanho das partículas e proporção de sílica no agregado influenciarão na taxa e severidade da reatividade no concreto. Kuroda et al. (2004) desenvolveu uma pesquisa a fim de conhecer o efeito do tamanho das partículas de agregado, a

gradação e o teor de agregado reativo na expansão devido à RAS em barras de argamassa imersas em solução de NaOH e submetidas à fervura em autoclave para acelerar o desenvolvimento da reação. Alguns de seus resultados são apresentados na Figura 1.4, na Figura 1.5 e na Figura 1.6. Na Figura 1.4 observa-se que a expansão aumenta à medida em que o tamanho da partícula diminui, na Figura 1.5 que a expansão aumenta com o decréscimo do módulo de finura e, na Figura 1.6 que a expansão cresce linearmente com o aumento da área específica do agregado reativo. Percebe-se também a influência da concentração da solução alcalina nas expansões das argamassas, quanto maior a concentração da solução, maior a expansão.

Figura 1.4 - Relação entre expansão e tamanho da partícula do agregado (KURODA et al., 2004).

Figura 1.5 - Relação entre expansão e módulo de finura do agregado (KURODA et al., 2004).

Figura 1.6 - Relação entre expansão e área específica do agregado (KURODA et al., 2004).

A severidade da expansão devida à RAS irá aumentar à medida em que a proporção de sílica reativa na quantidade total de agregado da mistura aumentar, até atingir o “teor péssimo”, para agregados que apresentam este tipo de comportamento.

Quando a proporção de sílica reativa no total de agregado é pequena esta, se acessível, será utilizada rapidamente pela reação sem formar gel que possa causar danos subseqüentes. Por outro lado, quando a quantidade de sílica reativa é elevada e

a concentração de íons alcalinos nos poros do concreto é reduzida, estes são rapidamente consumidos durante o processo de endurecimento do concreto e, conseqüentemente, o volume de gel produzido não acarretará uma expansão danosa. Entre esses extremos pode existir a proporção crítica ou “péssima” de sílica onde a máxima expansão ocorre (CIGB/ICOLD, 1991).

A Figura 1.7 ilustra bem o que seria o “teor péssimo”, a região da curva que apresenta um pico corresponde ao “teor péssimo” de agregado reativo (HOBBS, 1980). Vale ressaltar que nem todo agregado apresenta esse comportamento tão bem definido com relação ao teor péssimo e, que as características da curva teor péssimo x expansão são particulares para cada tipo de mistura e combinações de materiais.

Figura 1.7 – Influência do teor de agregado reativo, em relação a quantidade total de agregado, na expansão (HOBBS, 1980)³.

³ Cada combinação de materiais apresenta uma curva particular.

O teor péssimo de agregado reativo e a expansão variam de acordo com o tipo de sílica reativa e com a dosagem do concreto, bem como com a quantidade de água e de álcalis da mistura. A Figura 1.8 exemplifica bem que as expansões acontecem em escala e tempo completamente diferentes para argamassas moldadas pelo ensaio acelerado de barras de argamassa segundo metodologia do NBRI, variando-se apenas o tipo de basalto (SALLES; OLIVEIRA, 1997).

Figura 1.8 - Reatividade potencial segundo o método NBRI para diferentes tipos de basaltos (SALLES; OLIVEIRA, 1997).

1.5.3 Umidade

Segundo o ISE (1992), o gel formado pela RAA pode existir mesmo em ambientes muito secos, porém, a expansão e os danos causados ao concreto só existirão se houver uma quantidade suficiente de umidade.

A quantificação dessa umidade é relatada por Swamy (1992) que diz que testes laboratoriais mostram que se as amostras de concreto forem mantidas sob um ambiente de umidade relativa inferior a 70% a expansão será insignificante, e que a expansão começa a se desenvolver claramente no ambiente de umidade relativa superior aos 80%.

O relato de Swamy (1992) se alinha com o estudo desenvolvido por Foray et al. (2004) na quantificação do efeito da umidade relativa na expansão devido à RAS em amostras de argamassa. Na Figura 1.9 observa-se que quanto maior a disponibilidade de água, maior a expansão. O cruzamento entre as curvas de 96% e 100% de umidade relativa é explicado pela lixiviação de álcalis ocasionado pela condensação de vapor d'água aos 100% de umidade.

Figura 1.9 - Expansão devida à RAS em amostras de argamassa submetidas a diferentes umidades relativas (FORAY et al., 2004).

Os danos provocados pela RAS usualmente aparecem em concretos expostos ao ambiente em contato ou enterrados no solo, imersos ou parcialmente imersos na água e em concretos sujeitos a elevada condensação. Também podem ocorrer no interior de concretos massa ou impermeabilizados, os quais podem expandir devido à presença de umidade residual interna proveniente da água de amassamento, particularmente em concretos com elevada relação água/cimento (CIGB/ICOLD, 1991).

O tamanho da peça e a permeabilidade inicial do concreto são responsáveis pela velocidade de penetração da umidade no concreto que, como consequência, irá controlar a taxa de expansão na estrutura. Qualquer redução de permeabilidade, através da utilização de baixa relação água/cimento, adições minerais, ou outros meios, pode reduzir o movimento de umidade e álcalis no concreto (ISE, 1992).

Valduga et al. (2005) realizou uma pesquisa para verificar, dentre outras variáveis, a influência da relação a/c nas expansões das barras de argamassa segundo o procedimento da ASTM C 1260. Como mostram os resultados apresentados na Figura 1.10, quando fixada a consistência e variadas significativamente as relações a/c, mantendo fixo o consumo de cimento, quanto menor a relação a/c maior será a expansão. Isto pode ser explicado pelo fato do concreto de baixa relação a/c possuir uma matriz menos porosa de argamassa, resultando em menos espaço para expansão dos produtos da reação. Portanto, nem sempre concretos de baixa relação a/c fabricados com agregados reativos apresentam menores expansões que concretos fabricados com agregados reativos de maior relação a/c. A permeabilidade do concreto irá influenciar de duas maneiras as expansões: ora na velocidade de penetração da umidade e ora nos espaços para acomodar os produtos da reação.

Figura 1.10 - Expansões em barras de argamassa para três diferentes relações a/c (VALDUGA et al., 2005).

1.5.4 Temperatura

Assim como toda reação química, a RAA é afetada pela temperatura. Em geral, a taxa de reação e formação de gel irá crescer com o aumento de temperatura, ao mesmo tempo em que, em temperaturas mais elevadas, o gel será menos viscoso e terá maior capacidade para escapar por fissuras ou vazios do concreto (CIGB/ICOLD, 1991).

A temperatura no concreto é governada pelas condições ambientais ou de exposição da estrutura, uma vez dissipado o calor de hidratação do concreto. O estudo de Shayan; Xu (2004) verificou dentre outras influências a da temperatura de cura em prismas de concreto fabricados com cimento de alto teor de álcalis (1,4 % em $\text{Na}_2\text{Oeq.}$) e agregado reativo. A Figura 1.11, extraída de Shayan; Xu (2004) mostra que quanto maior a temperatura de cura maiores serão as expansões, sendo as diferenças significativas.

Figura 1.11 - Expansão x temperatura de cura em prismas de concreto (SHAYAN; XU, 2004).

No estudo desenvolvido por Kuperman; Vieira; Ferreira (2000) foram extraídas algumas amostras de concreto com RAS da tomada d'água do túnel 6 do Sistema de abastecimento da Cantareira, em São Paulo. Foram medidas expansões nas amostras em imersão em água para diferentes temperaturas (21°C, 40°C, 60°C e 80°C) e, apesar de nem sempre se observar expansões maiores para temperaturas maiores, em função dos ensaios terem sido realizados em testemunhos de concreto e a reação se apresentar com diferentes níveis de deterioração nas amostras, percebe-se que testes realizados a diferentes temperaturas podem ser úteis para tentativas de determinação da estabilização das expansões ou sua tendência.

1.5.5 Tensão de confinamento

A expansão e danos devidos à RAA são bastante influenciados pela existência de restrições e tensões aplicadas à massa de concreto. De fato, tensões de compressão bem distribuídas podem reduzir a expansão na direção da compressão e reduzir fissuras (ISE, 1992).

Dois tipos de fissuras podem se desenvolver em concretos afetados pela RAA: as denominadas fissuras primárias, oriundas de expansões irregulares no concreto, usualmente conhecidas, fissuras em forma de mapa (Figura 1.12), e as secundárias, ou estruturais, que são provenientes de restrições que se opõem à expansão do concreto (Figura 1.13).

Figura 1.12 - Fissuras primárias, ou usualmente conhecidas como fissuras em forma de mapa no piso da tomada d'água da UHE PA-III.

Figura 1.13 - Fissuras secundárias impostas pela restrição à expansão, na guia da comporta da tomada d'água da UHE PA-I.

Quando existe expansão devido à RAA, a ausência de restrições direcionais no concreto proporciona fissuras randômicas, ou em forma de mapa. Se o concreto possuir restrições, como por exemplo se for armado, as fissuras serão orientadas ao longo da direção da armação, como por exemplo fissuras verticais em pilares. Desde

que a armação seja paralela à direção de maior tensão, as fissuras devido à RAA irão ocorrer, aproximadamente, paralelas às barras de aço.

Em concretos não armados, as restrições externas influenciam na orientação das fissuras, como por exemplo, a guia de ferro da comporta que restringe a expansão do concreto na tomada d'água da UHE PA-I (ver Figura 1.13). Em barragens de gravidade, as expansões são maiores no topo do que na base, pois neste local a estrutura está menos confinada do que na base. Estas tensões de confinamento são produzidas ou aumentadas pela própria expansão devido a existência do confinamento atuando na redução e, em alguns casos até na cessação da expansão.

1.5.6 Tempo

Sabe-se que as expansões devido à reação álcali-agregado acontecem ao longo dos anos, porém por quanto tempo a RAA perdurará? Qual a taxa de expansão anual do concreto para os próximos anos? Qual será a expansão final do concreto?

A determinação de quando a RAA irá cessar é uma dúvida fundamental que continua sem resposta. Muitos pesquisadores tentam descobrir a resposta com relação à duração da RAA utilizando artifícios baseados na extração e/ou moldagem de amostras de concretos reativos submetidas a condições severas de exposição, como elevadas temperaturas e imersão em soluções alcalinas, porém nada ainda foi concluído, principalmente porque esta resposta não seria única: para cada situação existirá uma resposta. As incertezas sobre o mecanismo e a anisotropia da reação são dois aspectos fundamentais na resposta às perguntas levantadas nesta seção e que caracterizam bem a complexidade desta reação.

Dentre os pesquisadores, podem-se citar Kuperman; Vieira; Ferreira (2000) que tiveram a intenção de responder a esta pergunta numa pesquisa realizada para uma estrutura de concreto de tomada d'água afetada por RAA. Foram extraídos testemunhos da estrutura em diversos locais e moldados corpos-de-prova, com concreto similar ao da estrutura, a fim de comparar a expansão do concreto “novo” com o concreto “velho”, ambos submetidos a várias condições de exposição e temperatura. Apesar do concreto da estrutura já ter 25 anos, algumas amostras ainda

apresentaram uma grande capacidade de expansão residual, da ordem de 0,3% após 180 dias de ensaio em diferentes condições de temperatura e exposição. Entretanto, como os próprios autores relatam, pode-se observar pela Figura 1.14 que existe uma tendência de estabilização, que poderia ser mais conclusiva prolongando-se a pesquisa por mais algum tempo. As amostras CP 12, 17 e 21, cuja expansão está representada na Figura 1.14, correspondem a amostras coletadas de um mesmo local. Nota-se, neste caso, a grande variabilidade das expansões de cada uma das amostras, indicando que a reação se desenvolve heterogeneamente na massa de concreto.

Figura 1.14 - Expansões em amostras extraídas imersas em água a 80°C (KUPERMAN; VIEIRA; FERREIRA, 2000).

Nos estudos desenvolvidos por Hasparyk (2005), as expansões medidas nos testemunhos de concreto extraídos das paredes da galeria do vertedouro da Usina Furnas, construída na década de 60, e submetidos a diferentes condições de exposição, indicaram que os concretos apresentam elevada expansão residual e que os agregados ainda possuem um elevado potencial reativo, também se observa a grande variabilidade nos resultados obtidos entre os testemunhos extraídos, mostrando a não linearidade da reação.

2. REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO – PARTE 2: GERENCIAMENTO DA MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA

No capítulo anterior foi dada uma visão geral sobre a patologia de reação álcali-agregado, enfocando os tipos, mecanismos e fatores intervenientes. Neste capítulo pretende-se mostrar os conhecimentos existentes sobre o gerenciamento desta patologia, seja através de medidas preventivas, visando a evitar sua ocorrência, seja tentando mitigar os efeitos da expansão quando esta já se desenvolveu.

Como não existe uma maneira eficiente de impedir a evolução da RAA nem sua subsequente expansão, depois que ela já estabeleceu seu curso, os assuntos relacionados ao gerenciamento do fenômeno patológico (prevenção, diagnóstico, acompanhamento e reparos) ganharam atenção por parte da comunidade técnica.

2.1 Metodologias para diagnosticar a RAA

Como resultado de sérios problemas causados nas estruturas de concreto devido à RAA em todo mundo, foi dada maior importância à investigação prévia dos materiais a serem empregados na construção no tocante a seu potencial reativo, a fim de evitar o desenvolvimento da reação álcali-agregado.

Alguns testes foram desenvolvidos para identificar a reatividade do agregado e da combinação cimento-agregado nas décadas de 40 e 50. Nos idos de 1990, novos testes foram elaborados, talvez devido ao aparecimento de casos de obras executadas com agregados considerados não reativos, segundo a metodologia em vigor na época. Cada teste tem suas limitações, apresentando vantagens e desvantagens, como pode ser observado nas descrições dos ensaios adiante.

Em toda investigação acerca da reatividade do agregado deve ser lembrado que um único teste ou uma combinação deles nem sempre fornecerá uma indicação definitiva sobre o desempenho do agregado na prática. Testes e outras avaliações podem apenas proporcionar evidências para que o engenheiro possa tomar uma decisão se

deve ou não usar determinado agregado e quais outras precauções serão necessárias para seu uso.

Nos subitens a seguir, serão descritos apenas os testes considerados mais conhecidos e difundidos, ou mais utilizados nos ensaios do estudo de casos desta dissertação.

2.1.1 Análise petrográfica

Podem ser realizadas análises petrográficas para a rocha e para o concreto baseando-se, respectivamente, nas normas ASTM C 295 (2003) e ASTM C 856 (2004). Este exame deve ser utilizado como um método de triagem para avaliar a reatividade. Ele fornece informações rápidas sobre o prognóstico da potencialidade reativa da amostra, identifica minerais potencialmente reativos, mas não fornece resultados quantitativos sobre a reatividade da amostra analisada.

A análise petrográfica do concreto abrange várias etapas sucessivas de detalhamento crescente, realizadas a olho nu e aos microscópios estereoscópico de luz refletida, óptico de luz transmitida e eletrônico de varredura, complementadas por análises químicas por meio de espectrometria de energia dispersiva (EDS) no diagnóstico da RAA (VIEIRA, 1997).

A análise petrográfica é um ensaio muito importante, porém subjetivo, portanto, deve ser realizada por petrógrafo experiente. Devem-se tomar precauções quanto à representatividade da amostra, uma vez que as amostras examinadas são muito pequenas. É aconselhado, quando possível, correlacionar os resultados da análise petrográfica com os dados sobre o histórico de uso do agregado. Vale ressaltar que a análise petrográfica não revela se um agregado irá causar expansão deletéria, isto deve ser comprovado por outros testes em combinação com o cimento, como reatividade em barras de argamassas ou concretos.

2.1.2 Determinação do índice de deterioração do concreto

É bastante utilizado por fornecer um valor quantitativo dos danos devido à reação. Vale a pena destacar que embora este parâmetro, índice de deterioração do concreto (I_D), seja designado para avaliar a deterioração causada pela RAA, outros

mecanismos de deterioração, tais como formação de etringita secundária, podem estar sendo computados simultaneamente.

Esta metodologia tem por objetivo estabelecer um índice de deterioração do concreto, baseando-se no critério desenvolvido por Grattan-Bellew; Danay (1992). Tal índice é determinado sobre superfícies polidas de concreto, preparadas a partir de cortes longitudinais de testemunhos (SILVA et al., 1997). As amostras são analisadas ao microscópio estereoscópico a fim de identificar cada defeito encontrado, os quais são correlacionados à deterioração do concreto. Um dos grandes problemas deste método é sua subjetividade, um dos motivos pelo qual ele não foi normatizado (Grattan-Bellew; Mitchell, 2006).

2.1.3 Determinação da expansão

2.1.3.1 Método das barras de argamassa

Este método, intitulado “método da reatividade potencial de álcalis em combinações cimento-agregado”, ou usualmente conhecido como “método das barras de argamassa”, é prescrito pelas normas NBR 9773 (1987) e ASTM C 227 (2003).

O objetivo deste método é investigar a reatividade do agregado através da variação do comprimento das barras de argamassa estocadas em recipientes hermeticamente fechados, com atmosfera saturada de vapor d’água a uma temperatura de aproximadamente 38°C (ASTM C 227, 2003).

De acordo com a ASTM C 33 (2003) e a NBR 9773, a expansão é considerada excessiva se ultrapassar a 0,05% aos 3 meses, ou se for maior que 0,10% aos 6 meses após a moldagem e cura, caracterizando um agregado com potencialidade reativa. O tempo mínimo de observação requerido é de 6 meses, sendo adequado estender o ensaio até 1 ano quando os limites acima não são respeitados (ANDRIOLO, 1997a).

Um das grandes desvantagens deste teste é a duração, pois ele é muito longo. Além do mais, mesmo após longos períodos de teste, nem todo agregado reativo é detectado. Este método é considerado falho por muitos, pois não consegue distinguir, muitas vezes, entre agregados de reatividade lenta (a exemplo dos silicatos) e

agregados considerados inócuos. A pesquisa apresentada por Salles; Oliveira (1997) sobre a reatividade de basaltos mostra que o método da ASTM C 227 é falho, pois classifica alguns agregados como de comportamento inócuo, sendo estes, na verdade, reativos.

Críticas são feitas a respeito da representatividade da mistura da argamassa e à redução da granulometria do agregado para atender à granulometria requerida pelo método, em correspondência às expansões que podem ocorrer no concreto.

Um problema encontrado na execução deste teste é que em alguns recipientes de estocagem ocorre à lixiviação dos álcalis nas barras por conta da condensação da água, provocando redução da expansão das amostras (FOURNIER et al., 2005).

2.1.3.2 Método acelerado

Este método, intitulado “*Standard test method for potencial alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)*”, usualmente conhecido como “método acelerado”, é prescrito pela norma ASTM C 1260 (2005a).

O objetivo deste método é investigar de maneira rápida o comportamento de um agregado frente à RAS. Sua metodologia é baseada no método acelerado Sul Africano *NBRI – National Building Research Institute*, desenvolvido por OBERHOLSTER & DAVIES (1986) e normalizado pela ASTM C 1260.

É semelhante ao método das barras (NBR 9773 e ASTM C 227), porém, como foi desenvolvido para avaliar mais rapidamente a RAS, após 24 horas de imersão em água a 80°C as amostras são imersas em solução de hidróxido de sódio a 1N na temperatura de 80°C por 14 dias.

No apêndice C da ASTM C 1260 é sugerida uma classificação, não obrigatória, para a potencialidade do agregado aos 16 dias de idade, contados a partir da moldagem das barras:

- as expansões inferiores a 0,10% aos 16 dias de idade em inócuas.
- As expansões acima de 0,20% como deletérias.

- As expansões entre 0,10% e 0,20% como indicativas de agregados que apresentam comportamento potencialmente reativo.

No caso de expansões que se classificam entre os limites de 0,10% e 0,20%, sugere-se levar o ensaio até os 30 dias de idade e realizar investigações adicionais para confirmar se a expansão é devida à RAS.

Devido ao ambiente severo em que as amostras são submetidas, agregados que não possuem histórico de desempenho reativo podem ser classificados como potencialmente reativos por esse teste. Da mesma forma, agregados que apresentam um comportamento mais lento com relação à reação, como gnaisses graníticos (agregados dos concretos em estudo nesta dissertação), muitas vezes não são detectados como reativos quando se executa o ensaio apenas até os 16 dias e, algumas vezes mesmo até os 30 dias, sendo aconselhado, portanto, estender o ensaio pelo menos até os 30 dias. Este fato levou a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e o Comitê 221 do *American Concrete Institute* (ACI) a proporem uma redução do valor limite de expansão deste teste de 0,10% para 0,08%.

Dentre outros autores, Silveira et al. (2002) apresenta uma análise realizada sobre a adequação e confiabilidade dos ensaios de reatividade acelerada para caracterização da potencialidade reativa de agregados e sugere que a idade de referência para classificar a reatividade dos agregados deveria ser revista em função do tipo de agregado investigado, devido a falhas na classificação do comportamento dos mesmos.

Segundo Andriolo (1997a), as metodologias do ASTM C 227 e do ASTM C 1260 têm sido debatidas sob vários pontos de vista, dentre os quais destacam-se:

- a importância dos teores de álcalis totais ou disponíveis para produzir a nocividade;
- a importância da relação a/c, ou de outra forma, o teor de cimento na argamassa das barras;

- a importância da relação entre cimento e areia na formação da argamassa das barras, aspecto este investigado nos ensaios de barra acelerado da UHE PA-IV e apresentados nesta dissertação.
- A importância da granulometria da areia obtida a partir da fragmentação do agregado;
- a influência da finura do cimento na intensidade de expansão;
- a importância do período de observação das expansões.

2.1.3.3 Método dos prismas de concreto

Este método, intitulado “*Standard test method for concrete aggregates by determination of length change of concrete due to alkali-silica reaction*”, usualmente conhecido como “método dos prismas”, é prescrito pela norma ASTM C 1293 (2006).

O objetivo deste método é medir a expansão devido a RAS em prismas de concreto fabricados com agregado gráudo reativo, ou agregado miúdo reativo, e com cimento tipo I (segundo classificação da ASTM) de alto teor alcalino ($0,90\% \pm 0,10\%$ de equivalente alcalino em Na_2O). Para se atingir o teor de 1,25% de equivalente alcalino total em Na_2O no concreto, é permitida a adição de álcalis na água de amassamento.

Todos os prismas são estocados em recipiente hermeticamente fechado, com atmosfera saturada de vapor d’água a uma temperatura de aproximadamente 38°C. O apêndice X1 da norma fornece a seguinte interpretação de resultado: comportamento potencialmente reativo se a expansão em 1 ano de ensaio for igual ou superior a 0,04%.

É um método de longa duração porém, avalia a reatividade do concreto e não da argamassa e é um complemento para os resultados e incertezas de alguns ensaios, como, a análise petrográfica, a reatividade em barras de argamassa e a reatividade acelerada em barras de argamassa.

2.1.4 Método químico

O método intitulado “verificação da reatividade potencial pelo método químico”, usualmente conhecido como “método químico”, é prescrito pelas normas NBR 9774 (1987) e ASTM C 289 (2003).

O método químico estima a reatividade potencial de agregados silicosos através da relação entre a concentração de sílica dissolvida e a redução de alcalinidade da solução. O agregado será classificado, segundo três limites, em: inócuo, potencialmente deletério ou deletério.

O método químico identifica com alguma confiança agregados de elevada reatividade, porém falha muitas vezes na identificação de agregados de reatividade lenta, como atestado dentre outros autores, por (SALLES; OLIVEIRA, 1997); (HASPARYK, 1999). Outro problema também ocorre na identificação de agregados que possuem elevada quantidade de sílica solúvel, mas que produzem pequena expansão em serviço. Portanto, o método nem sempre fornece resultados confiáveis.

2.2 Medidas preventivas

Diante da quantidade de ocorrências de danos provocados em diversas estruturas devido à RAA, do custo dos reparos e monitoramento requeridos e da importância e responsabilidade das obras, é adequado partir do pressuposto de que todos os agregados são reativos com os álcalis do cimento, até que se prove o contrário. Portanto, mesmo possuindo pesquisa de dados passados do agregado indicando não reatividade, e que um conjunto de testes tenha sido realizado demonstrando o potencial não reativo do agregado, é prudente usar medidas preventivas que inibam o desenvolvimento da reação.

As medidas preventivas a serem tomadas antes da fabricação do concreto são:

- ✓ seleção dos agregados;
- ✓ utilização de adições minerais/material pozolânico;
- ✓ utilização de adições químicas.

2.2.1 Seleção dos agregados

A solução para evitar a RAA seria a utilização de um agregado não reativo, porém, muitas vezes, isto não é possível na prática, ou por indisponibilidade do material ou por desconfiança da reatividade do agregado.

Uma pesquisa de dados históricos sobre o desempenho de agregados já utilizados ou investigados é muito útil. Entretanto, sabe-se que vários são os fatores que influenciam a RAA, logo, o dado coletado só será válido se estiver relacionado com o uso do agregado combinado com o cimento de teor de álcalis similar e cuja proporção da mistura seja semelhante àquela a ser utilizada. Além disto, as restrições e as dimensões das peças também influenciariam, bem como o ambiente no qual a estrutura está inserida. Vale ressaltar ainda a heterogeneidade das características do próprio material, uma vez que se trata de material natural e pode existir variação da reatividade ao longo da jazida.

2.2.2 Adições minerais

Existe uma grande variedade de materiais disponíveis para controlar a RAS. Quando não é possível evitar o uso de agregados contendo constituintes reativos, um meio de prevenir ou minimizar o risco de RAA pode dar-se através da reposição de parte do cimento por adições minerais.

Uma opção segura é a utilização de produtos que neutralizem a RAA tais como, cimentos pozolânicos, cimentos de escória de alto-forno e material pozolânico adicionado ao concreto (pozolanas, cinzas-volantes, sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz). Entretanto, cabe ressaltar que a eficiência da adição dependerá principalmente do teor utilizado, da sua qualidade e características físico-químicas, do teor de álcalis do concreto, bem como do nível de reatividade dos agregados (ACI 221.1R, 1998).

As adições minerais podem reduzir a permeabilidade do concreto, os hidróxidos alcalinos presentes nas soluções dos poros do concreto, e consumir o hidróxido de

cálcio através das reações pozolânicas, auxiliando desta forma no controle da RAA (FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000).

É necessário, entretanto, que investigações sejam realizadas a fim de conhecer a eficiência de cada material pozolânico e para determinar a adição ótima com o agregado reativo, caso contrário, ao invés de estar reduzindo as expansões, um efeito inverso poderá ocorrer.

Hasparyk; Monteiro; Carasek (2000) realizaram um experimento a fim de avaliar a eficiência de diferentes teores de sílica ativa e cinza de casca de arroz em substituição ao cimento, na expansão de barras de argamassa para dois tipos de agregados, o quartzito e o basalto. Observou-se que para atingir-se expansões de mesma magnitude nas amostras fabricadas com diferentes agregados, foram necessários diferentes teores de cada adição, bem como nas amostras fabricadas com um mesmo agregado, também foram necessários diferentes teores de adições para atingirem expansões de mesma magnitude.

O método de ensaio ASTM C 1567 (2004) avalia a eficiência de materiais pozolânicos na prevenção da RAS. São fabricadas pelo menos três barras de argamassa, nas dimensões 25 mm x 25 mm x 285 mm, confeccionadas com o agregado a ser utilizado na obra e a combinação cimentícia constituída pelo cimento da obra e adições minerais em diferentes teores, a fim de se avaliar qual combinação cimentícia será mais eficiente no controle da RAA. A estocagem, leitura dos comprimentos e avaliação do potencial reativo é feita semelhante a ASTM C 1260.

2.2.3 Adições químicas

Adições químicas, sobretudo os compostos a base de lítio, têm sido estudadas por diversos pesquisadores a fim de prevenir o desenvolvimento da RAA e na tentativa de controlar a RAA em estruturas já afetadas pela reação, porém o uso desses compostos ainda não está consolidado e muitas questões precisam ser esclarecidas.

A Figura 2.1 apresenta as expansões medidas após dois anos, em uma pesquisa desenvolvida pelo CANMET em prismas de concreto confeccionados com agregados altamente reativos e diferentes compostos de lítios com proporções distintas

adicionados ao concreto fresco. Nota-se que o teor de lítio necessário para controlar expansões deletérias por causa da RAS varia com a natureza do agregado reativo, e o tipo e teor de composto de lítio utilizado (CANMET, 1998 *apud* FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000).

Figura 2.1 - Efeito da incorporação de teores de lítio na expansão de corpos-de-prova prismáticos de concreto (Adaptado a partir de CANMET, 1998 *apud* FOURNIER; BÉRUBÉ, 2000).

Segundo a *Canadian Standards Association* (CSA) 2004, o uso de lítio é considerado como uma importante medida para se prevenir a reação álcali-agregado. Um extenso e importante projeto de pesquisa desenvolvido a partir de 1993 sob o patrocínio da *Strategic Highway Research Program* visando a conhecer e a divulgar a utilização de lítio mostrou, inclusive apresentando o desempenho das adições em casos de obras, que alguns compostos de lítio apresentaram bom desempenho na prevenção e controle da RAS, destacando-se o desempenho atingido pelo nitrato de lítio.

Testes de expansão realizados em laboratório mostraram que a porcentagem molar de $\text{Li}/(\text{Na}+\text{K})$ entre 0,60 a 1,00% são suficientes para suprimir expansões em vários agregados (DURAND, 2000); (THOMAS; HOOPER; STROKES, 2000). Hasparyk; Monteiro; Dal Molin (2006) utilizaram em seu estudo uma relação molar de nitrato

de lítio de 0,74 em relação ao NaOH, e observaram redução da expansão nas amostras que foram tratadas com lítio quando comparadas às apenas imersas em NaOH.

Porém, assim como para as adições minerais, não existe uma lista de adições químicas eficientes para se obter um desempenho satisfatório frente à RAS. É necessário que seja avaliada a eficiência de cada adição (tipo e teor) em determinada mistura de concreto fabricado com certo tipo de agregado reativo, e submetido à determinada condição de exposição. Brouxel et al (2004), dentre outros autores, mostra que quantidades insuficientes de certos compostos de lítio, como o hidróxido de lítio, pode na verdade aumentar a expansão. Hasparyk (2005) menciona vários autores que pesquisaram sobre o uso de compostos a base de lítio e que alertam sobre sua ineficiência ou prejuízo, como os fluoretos de lítio, carbonatos de lítio e hidróxidos de lítio. A maioria dos estudos converge para o nitrato de lítio como sendo o composto mais eficiente no combate à RAA.

2.3 Medidas mitigadoras

O gerenciamento de estruturas de concreto afetadas pela RAS envolve interpretações de investigações tanto de campo, como de laboratório. Em alguns casos, os resultados de tais investigações indicam que a RAS não é responsável pela deterioração observada, ou que a severidade do dano é tal que não é necessário que seja tomada nenhuma medida mitigadora.

Em geral, as ações de controle contra a RAS consistem freqüentemente em uma ou várias dentre as seguintes:

- não é necessário que nenhuma ação seja tomada,
- monitoramento e inspeções (de campo e laboratório) regulares,
- realização de reparos simples que minimizem o ingresso de umidade e deterioração,

- realização de reparos mais significativos, incluindo tratamentos químicos e intervenções físicas para reduzir ou restringir o processo de expansão devido à RAS e, em último caso,
- refazer a estrutura danificada.

2.3.1 Auscultação e observação de estruturas afetadas pela RAA

Apesar da severidade ou da extensão aparente do dano causado nas estruturas de concreto, muitas vezes não é necessário que maiores investigações sejam requeridas, basta que sejam realizados acompanhamentos periódicos com os seguintes objetivos:

- verificar se o concreto está ainda em fase de expansão;
- caracterizar a taxa de expansão com o tempo, para verificar se a mesma está evoluindo de modo decrescente, constante ou crescente;
- possibilitar a calibração dos modelos matemáticos de análise do comportamento da estrutura;
- acompanhar o aumento da deformabilidade das estruturas;

Os deslocamentos e deformações de uma estrutura podem ser simulados de modo adequado, caso se disponha de instrumentos precisos e instalados em locais adequados. Os dados obtidos da instalação de alguns instrumentos, como extensômetros, pêndulos, marcos superficiais e bases de alongâmetros propiciam o conhecimento de algumas grandezas como deslocamento, expansão e deformação da estrutura e, através de suas análises, o conhecimento da taxa de expansão do concreto. No futuro, esses dados poderão ser usados na calibração de modelos e na escolha de medidas mitigadoras a serem implementadas na estrutura investigada.

Com a indicação de evolução do nível e dos problemas causados à estrutura por conta da reação, muitas vezes também são elaborados modelos matemáticos com o objetivo de investigar a RAA e avaliar a eficiência de reparos futuros que poderão ser implementados na estrutura. Atualmente, tem sido reconhecido como de fundamental importância a simulação da taxa de expansão do concreto em função

das tensões confinantes, nos modelos matemáticos de análise, o que vem enfatizar a importância da instrumentação. Para tensões de compressão da ordem de 6 a 8 MPa, a expansão do concreto é, geralmente, totalmente inibida, conforme medições realizadas “in situ”. (CBDB, 1999).

Um exemplo do monitoramento de estruturas frente à RAS pode ser observado no concreto das usinas hidroelétricas do Complexo Paulo Afonso. A CHESF iniciou uma ampla campanha de investigações, quando diagnosticada a reação nestas estruturas, através de ensaios de laboratório, medições de tensão *in situ* no concreto, instrumentação de estruturas e estudos através de modelos matemáticos tridimensionais, a fim de avaliar a eficiência de medidas mitigadoras que viessem atenuar os problemas devidos à RAS nas estruturas de concreto das barragens, sobretudo na Casa de Força. (SILVA, 2005). Até o presente momento a única intervenção mais significativa para conter a expansão do concreto das usinas do complexo Paulo Afonso foi o corte de juntas entre as unidades geradoras da casa de força da usina Apolônio Sales (Moxotó).

2.3.2 Tratamentos e reparos

As ações que têm sido adotadas para reparar as estruturas de concreto afetadas pela RAS podem ser resumidas nos seguintes tipos:

- tratamentos superficiais;
- utilização de membranas;
- reforço estrutural;
- liberação de deformações;
- demolição e reconstrução.

2.3.2.1 Tratamentos superficiais

Para que os tratamentos superficiais sejam benéficos ao controle da RAS é necessário que diminuam ou impeçam o ingresso de umidade no concreto. Os

tratamentos superficiais devem ser flexíveis a tal ponto que não fissurem ou rompam devido à expansão por conta da RAS, por isso, pinturas com epóxi não fornecem um bom resultado, uma vez que estas apresentam comportamento rígido. Fournier; Berubé (2000) relatam que pinturas e isolamento com materiais à base de silano e siloxanos apresentaram efeito benéfico em reduzir expansões deletérias devido à RAS em elementos delgados de concreto, em virtude do transpasse do vapor d'água pelo concreto ocasionando secagem progressiva.

Vale ressaltar que os tratamentos superficiais não resolvem o problema da fissuração, há necessidade de tratamento prévio das mesmas. Adicionalmente, selagem e injeções de fissuras devem ser adotadas apenas após uma cuidadosa avaliação de suas implicações nas expansões e fissurações futuras do concreto. Enquanto a selagem de fissuras beneficia na prevenção contra o ingresso de umidade externa, ela também bloqueia o caminho para escoamento do gel e, conseqüentemente, aumenta a pressão interna do gel no concreto proporcionando expansões e novas fissurações.

Tratamentos químicos utilizando compostos à base de lítio também têm sido bastante utilizados. São caros e só penetram até determinada profundidade, atingido profundidades máximas de penetração entre 2,5 cm e 3,0 cm, seja espalhando na superfície ou por injeção. Brouxel et al. (2004) apresentou resultados de uma pesquisa conduzida em concretos e argamassas afetadas por diferentes níveis de RAA, utilizando compostos de hidróxido de lítio (LiOH) e carbonato de lítio (LiCO₃) em diferentes concentrações, aplicados por imersão ou processo eletromecânico. Como conclusões do estudo pode-se observar que quando as reações se encontram em estágio avançado os compostos não são eficientes e, em alguns casos, até aumentam a expansão. Outro ponto importante a destacar é a eficiência com relação à concentração dos compostos utilizados que varia em função do tipo e proporção do composto. Hasparyk (2005) observou redução das expansões nas amostras de concreto imersas em solução de nitrato de lítio e nas amostras tratadas com nitrato de lítio, anteriormente a imersão em solução alcalina, quando comparadas às amostras não tratadas, apesar da curva de expansão apresentar comportamento crescente com o tempo.

2.3.2.2 Membranas

O uso de membranas como solução de longo prazo para proteger as estruturas de concreto dos fatores ambientais que influenciam o desenvolvimento da RAS é bastante positivo. Entretanto, algumas experiências internacionais mostram insucesso com a utilização de membranas, parte devido à elevada variabilidade das características e resistências aos agentes externos das mesmas, parte por não serem duráveis em longo prazo, e parte pela falta de conhecimento sobre os princípios técnicos básicos que a membrana exige para possuir um bom desempenho em determinado ambiente.

Scuero; Vaschetti; Gontijo (2005) apresentaram um método de grandes perspectivas para o futuro com o uso de mantas de PVC ligadas a geotêxteis não aderidas ao concreto. Segundo os autores, esta manta intercepta não só a água que penetra do reservatório, mas também a água de saturação dentro do corpo da barragem. Foram aplicadas nas barragens européias de *Pracana*, *Chambon* e *Illsee*. Até agora, pode-se afirmar que bons resultados foram obtidos na barragem de *Pracana*, porém, para se concluir sobre a eficácia do tratamento é necessário um longo tempo de observação.

2.3.2.3 Reforço estrutural

Os reforços baseiam-se no aumento das restrições à deformação imposta à estrutura a fim de impedir a deformação. Têm sido utilizados diversos métodos, sendo os mais comuns o encapsulamento de peças estruturais, o uso de protensão e tirantes.

Helene; Pereira; Castro (2005) apresentaram, após o estudo de várias alternativas corretivas, o confinamento nos blocos de fundação da Ponte Paulo Guerra, severamente afetada pela RAS e outras patologias, como a solução mais adequada para conviver com a RAS. Esta solução foi adotada em função das condições do local e da extensão da deterioração. Após simulação matemática em elementos finitos dos blocos de fundação, verificou-se que para resistir as tensões de tração provenientes das forças de expansão seria necessário um confinamento inferior a 8MPa imposto aos blocos. A solução foi então executada, e será realizado monitoramento para verificar a eficiência da obra de reparo.

2.3.2.4 Liberação de deformações

Esta intervenção já foi aplicada em algumas barragens de gravidade afetadas por RAS, como a Apolônio Sales (Moxotó) no Brasil e *Matctaquac* e *Beauharnois* no Canadá, a fim de aliviar a tensão na estrutura provocada pela reação. Sua eficácia é bastante polêmica. É uma solução cara e geralmente temporária, pois é necessário que sejam cortadas novas juntas até que o processo de expansão tenha cessado.

Cavalcanti; Silveira (1992) relatam que a solução adotada para minimizar os problemas provenientes da reação na Usina Hidroelétrica de Apolônio Sales (Moxotó), através de modelagem matemática, foi a abertura de juntas de expansão entre os blocos através do corte do concreto. Se a taxa de expansão do concreto permanecesse com a mesma evolução, não haveria possibilidade de um novo alinhamento das máquinas após 1997. A abertura de juntas aconteceu entre 1988-1992 e a taxa de evolução da RAS que era de 100 - 80 $\mu\epsilon$ /ano, após a abertura das juntas reduziu em torno de 50 % a 40%.

2.3.2.5 Reposição

Mesmo quando a única solução seja a substituição da estrutura de concreto afetada por RAS, isto é raramente aceitável por motivos econômicos. Muitas vezes o que é feito são modificações estruturais nos elementos a fim de aumentar sua capacidade de carregamento.

Um dos casos de substituição aconteceu na barragem de *Drum Afterbay*, localizada no rio *Bear*, Califórnia. Gitahy (1984) comenta que a deterioração da barragem foi de tal ordem que a solução técnico-econômica adotada consistiu na construção de uma nova barragem de concreto em arco, imediatamente a jusante, e demolição da antiga. Vale ressaltar que as fissurações na estrutura não eram provenientes apenas da RAS, existia expansão devido à presença de sulfatos.

2.4 Propriedades mecânicas de concretos afetados pela RAS

Um dos objetivos desta dissertação é avaliar a influência da reação álcali-agregado nas propriedades mecânicas do concreto das usinas do Complexo Paulo Afonso

quando comparadas com as de outros concretos de características semelhantes e cujos dados tenham sido divulgados por outros pesquisadores.

A importância em se conhecer as propriedades mecânicas dos concretos afetados pela RAS, consiste em saber qual a influência das fissurações provocadas pela expansão deletéria, por exemplo, nos valores de resistência e deformabilidade. Há redução da resistência à compressão do concreto? De quanto é essa redução?

A partir do conhecimento da capacidade estrutural do concreto deteriorado é possível avaliar, através de simulações matemáticas, a taxa de expansão futura do concreto em função das tensões confinantes. Para realizar esta simulação são necessários alguns dados de entrada e de certas características do concreto deteriorado como deformabilidade, por exemplo.

Alguns pesquisadores, como Swamy (1989) afirmam que o módulo de elasticidade e a resistência à tração direta são mais afetados pela RAS do que a resistência à compressão, em estudos conduzidos em testemunhos de concreto. Os resultados das pesquisas mostram que o efeito da RAS nas propriedades mecânicas do concreto depende de vários fatores, dentre eles, o tamanho dos grãos e o grau de reatividade dos agregados envolvidos, o tipo de cimento, o teor de cimento no concreto, o teor de álcalis do cimento, as condições de exposição, o tipo e direção do adensamento do concreto, o grau de expansão da reação, e o tipo de estrutura afetada.

A seguir, são apresentadas conclusões obtidas por alguns pesquisadores a respeito das propriedades mecânicas de concretos afetados pela RAS.

A Tabela 2.1 adaptada do ISE (1992) apresenta a porcentagem de algumas propriedades mecânicas em amostras de concretos afetadas pela RAS quando comparadas com as dos concretos não afetados pela reação, aos 28 dias de idade. Os valores correspondem a média dos resultados obtidos em ensaios realizados em corpos-de-prova cilíndricos, cúbicos e prismáticos de concretos moldados e em amostras extraídas, submetidos à expansão livre.

Tabela 2.1 – Porcentagem residual de algumas propriedades mecânicas quando comparadas com os valores dos concretos não afetado pela RAS aos 28 dias (adaptado a partir de ISE, 1992).

Propriedade mecânica	Expansão (%)				
	0,05	0,10	0,25	0,5	1,0
Resistência à compressão (%)	95	80	60	60	-
Resistência à tração (%)	85	75	55	40	-
Módulo de elasticidade (%)	100	70	50	35	30

Analisando a Tabela 2.1 observa-se que a perda da capacidade resistente destas propriedades não acontece na mesma velocidade, nem é diretamente proporcional à taxa de expansão das amostras.

Um estudo comparativo de propriedades do concreto afetado pela RAS foi desenvolvido por Castro et al. (1997) entre o concreto extraído da UHE Furnas após 32 anos de construção e o concreto fabricado a partir da reconstituição da dosagem de concreto. Dentre outras propriedades foram avaliadas resistência à compressão, resistência à tração, coeficiente de Poisson, massa específica, módulo de elasticidade e fluência. Os autores concluem que os quatro primeiros parâmetros investigados não apresentaram comportamento diferencial entre o concreto afetado pela RAS e o concreto fabricado a partir da reconstituição da dosagem, o mesmo não pode ser dito sobre o módulo de elasticidade e a fluência, onde o concreto afetado pela RAS apresentou maior deformação, observando uma queda em torno de 50% nos valores encontrados para estas propriedades.

Os resultados dos estudos desenvolvidos por Shayan; Wark; Moulds (2000) para a barragem de *Canning*, construída entre 1933 e 1940, mostram para os parâmetros de resistência à compressão e tração diametral dos concretos extraídos pouca influência da RAS, já o módulo de elasticidade indica uma redução de até 50% em algumas amostras, quando comparadas com os valores esperados para o módulo de elasticidade do concreto da barragem.

Smaoui et al. (2004) encontrou em sua experiência desenvolvida em amostras de concreto fabricadas com calcário reativo da cidade de Québec, para uma taxa de expansão de 0,1% uma redução média de 16% na resistência à compressão, 16% na resistência à tração diametral e 23% no módulo de elasticidade.

Hasparyk (2005) em seus estudos, dentre outros ensaios, realizou ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade em testemunhos de concreto afetados pela RAS e extraídos das paredes da galeria do vertedouro da usina Furnas, construída em 1963. Os testemunhos foram classificados segundo inspeção visual em três níveis de deterioração. O efeito da reação foi mais sensível para o módulo de elasticidade, quando comparado com a resistência à compressão. A resistência à compressão apresentou aumento para a classe intermediária de deterioração e redução para a classe mais e menos deteriorada. A autora justifica este comportamento de ganho de resistência devido à colmatagem dos poros pelos produtos neoformados. Para níveis mais avançados de deterioração a resistência pode cair em função do aumento da microfissuração no concreto. O efeito sobre a resistência à tração não se apresentou significativo para nenhum dos três níveis de deterioração.

Shayan; Grimstad (2005) publicaram o estudo desenvolvido em uma barragem de gravidade de concreto afetada pela RAS para a *Snowy Mountain Hydro-Electric System*. Neste estudo foram extraídos alguns testemunhos de concreto a fim de caracterizar o concreto da barragem. Dentre outros ensaios, foram realizados ensaios de módulo, resistência à compressão e resistência à tração diametral. De uma maneira geral, analisando isoladamente as amostras ensaiadas, os pesquisadores concluem que a capacidade estrutural do concreto afetado pela RAS corresponde aos valores esperados para as propriedades mecânicas do concreto quando de sua fabricação. Mencionam que algumas amostras apresentaram valores reduzidos quando comparados com a média e que essa redução se relaciona com as microfissuras existentes na amostra devido à RAS. Essa redução é mais sensível nos ensaios de módulo de elasticidade.

Conclusões acerca da capacidade estrutural de construções em concretos afetados pela RAS a partir de ensaios realizados em amostras submetidas a ensaios em laboratório é complicado. Isto porque a reação não se desenvolve uniformemente na massa de concreto, sempre existirão regiões mais deterioradas e regiões menos deterioradas e, conseqüentemente, o concreto de cada uma destas partes terão características diferenciadas. Outro aspecto relevante é que a capacidade de carga e a

rigidez em estruturas reais são diferentes das obtidas em testes de laboratório em amostras submetida à expansão livre. No campo, as estruturas estão restringidas por outros elementos ou materiais e estão sob estado biaxial ou triaxial de tensão. Estes efeitos irão reduzir os danos causados ao concreto por conta da RAS. Monette (1997) moldou vigas de concreto armado e pôde observar claramente que o reforço da armação restringiu significativamente a expansão da RAS em todas as vigas reativas ensaiadas.

3. ESTUDO DE CASOS

O estudo de casos visa a analisar o comportamento de algumas propriedades físicas, químicas, mecânicas e elásticas dos concretos afetados pela reação álcali-agregado nas usinas hidrelétricas do complexo Paulo Afonso, constituído pelas UHE's Paulo Afonso I (PA I), Paulo Afonso II (PA II), Paulo Afonso III (PA III), Paulo Afonso IV (PA IV) e Apolônio Sales (Moxotó), após um intervalo de aproximadamente 20 a 50 anos de construção.

Primeiramente, é feita uma descrição das usinas investigadas e do gerenciamento da patologia nestas usinas e em seguida indica-se os locais investigados, as características dos concretos das usinas, as condições ambientais do local e a metodologia para a caracterização física, química, mecânica e elástica dos concretos em estudo.

3.1 Descrição dos casos

Apresenta-se, a seguir, uma descrição dos casos de acordo com a ordem cronológica de construção. A primeira usina do complexo Paulo Afonso a ser diagnosticada e estudada com relação à RAS foi a usina hidrelétrica Apolônio Sales (Moxotó).

3.1.1 Caso 1: Usinas hidrelétricas Paulo Afonso I, II e III (PA I, II e III)

3.1.1.1 Características das usinas

Os aproveitamentos hidrelétricos Paulo Afonso I, II e III (PA I, II e III), integrantes do complexo Paulo Afonso, localizam-se na cidade de Paulo Afonso, Estado da Bahia.

As usinas PA I, II e III estão em um mesmo represamento, constituído por uma barragem do tipo gravidade em concreto armado, com altura máxima de 20 m e comprimento total da crista de 4.707m, associada às estruturas de concreto tais como: 01 vertedouro de soleira livre do tipo *Creager*; 04 vertedouros de superfície,

com comportas vagão; 01 descarregador de fundo; tomada d'água e casas de força subterrâneas.

A usina PA I possui uma casa de força subterrânea com 60 metros de comprimento, 15 metros de largura e 31 metros de altura, dotada de 03 unidades geradoras com turbinas do tipo *Francis*, com potência nominal de 60 MW cada, totalizando 180 MW de potência instalada. Sua construção foi iniciada em março de 1949 e a sua entrada em operação se deu em 1955.

Em 1955 iniciou-se a construção de Paulo Afonso IIa¹ com 03 unidades geradoras de 75 MW cada e em seguida a construção de Paulo Afonso IIb com 03 unidades geradoras de 85 MW cada. Esta usina possui duas casas de força subterrâneas, cada uma com 104 m de comprimento, 18 m de largura e 37 m de altura. A potência total instalada é de 480 MW e a entrada em operação ocorreu a partir de 1961.

A construção de Paulo Afonso III foi iniciada em 1966 e a entrada em operação das duas primeiras máquinas se deu em 1971. A casa de força da usina tem 127 m de comprimento, 18,5 m de largura e 46,5 m de altura e é composta por 04 unidades geradoras com turbinas do tipo *Francis*. A potência nominal de cada turbina é de 216 MW, totalizando uma potência instalada de 1.524 MW.

Na Figura 3.1 visualizam-se as usinas hidrelétricas Paulo Afonso I, II e III, nos dias atuais.

¹ Como a usina PA II foi construída em duas etapas, para diferenciar a primeira etapa da segunda, utiliza-se, respectivamente, as letras a e b do alfabeto. A etapa PA IIa teve início de operação em 1961 e PA IIb em 1967.

Figura 3.1 – Usinas hidrelétricas Paulo Afonso I, II e III.

3.1.1.2 Diagnóstico da patologia

No final da década de 70, observou-se no concreto das paredes do pavimento dos geradores da UHE PA II, várias fissuras verticais, e várias fissuras horizontais nas juntas de concretagem, cujo comportamento, com o passar do tempo, mostrou uma certa evolução através do mapeamento e das medições de abertura de fissuras. Nesta época, PA II estava com 17 anos de operação. A Figura 3.2 mostra fissuras horizontais em juntas de concretagem na parede do poço da turbina, na UHE PA II.

Figura 3.2 - Fissura horizontal entre junta de concretagem na UHE PA II.

No início da década de 80, alguns pilares que sustentavam trilhos de cabeamento na casa de força de PA II, romperam à compressão, devido à expansão do concreto massa que envolvia as turbinas. Na época, não se desconfiava que os sintomas observados nas estruturas de concreto de PA II estavam relacionados à RAS. Só em 1984, a partir da confirmação da patologia na usina Apolônio Sales construída com os mesmo materiais que foram utilizados nas usinas PA I, II e III, percebeu-se que, fatalmente, todas as usinas do complexo teriam potencial para desenvolver a reação e que, provavelmente, as fissurações e rupturas observadas no concreto de PA II estariam relacionadas à RAS.

Foram retiradas algumas amostras para análise petrográfica nas usinas PA I, II e III, a fim de confirmar a reação álcali-agregado. Nos relatórios das análises elaboradas por Mielenz² (1988) e ABCP (1990) foi constatada a RAA nos concretos das usinas e diagnosticado como principal mineral reativo o quartzo deformado.

² Geólogo e consultor da CHESF.

3.1.1.3 Gerenciamento da patologia

A CHESF tomou algumas medidas a fim de caracterizar e acompanhar a evolução da reação álcali-agregado diagnosticada nas usinas PA I, II e III, dentre elas:

- elaboração de modelo matemático, em 1998, para analisar a expansão do concreto na estrutura da casa de força de PA II e III e verificar a eficiência de uma possível abertura de juntas entre as unidades geradoras. Como resultado, verificou-se que a abertura de juntas entre as unidades não traria redução significativa na expansão do concreto que justificasse sua execução.
- Entre 2000 e 2001, instalação de instrumentos³ e medição de tensão *in situ* utilizando a metodologia de furação com *overcoring*.
- Entre 2001 e 2002, realização de ensaios laboratoriais, cujos resultados serão analisados nesta dissertação, utilizando como amostras os testemunhos de concreto extraídos dos furos para instalação dos instrumentos.

3.1.2 Caso 2: Usina hidrelétrica Apolônio Sales (Moxotó)

3.1.2.1 Característica da usina

O aproveitamento hidrelétrico Apolônio Sales, mais conhecido por Moxotó, localiza-se no município de Delmiro Gouveia - AL, a 8 km da cidade de Paulo Afonso - BA. Integrante do complexo Paulo Afonso, a usina Apolônio Sales localiza-se cerca de 3 quilômetros a montante de Paulo Afonso I. Esta usina, a montante, utiliza a vazão que alimenta Paulo Afonso I, II e III, aproveitando uma queda de 22 m e criando um

³ Foram implantados os seguintes tipos de instrumentos: extensômetros múltiplos de haste para medir deformação, marcos superficiais, a fim de acompanhar o deslocamento de pontos da estrutura, medidores triortogonais para avaliar abertura/fechamento de juntas, e termômetros para medir temperatura interna e superficial do concreto.

reservatório de regularização do rio São Francisco com um volume total de $1.200 \times 10^6 \text{ m}^3$ e um volume útil de $425 \times 10^6 \text{ m}^3$.

O represamento de Moxotó consta de uma barragem mista terra-enrocamento, com altura máxima de 30 m e comprimento total da crista de 2.825m, associada às estruturas de concreto tais como: 01 descarregador de fundo, 01 vertedouro com descarga controlada dotado de 20 comportas do tipo setor, com capacidade máxima de descarga de $28.000 \text{ m}^3/\text{s}$ e casa de força com 04 unidades geradoras, acionadas por turbinas *Kaplan*, cada uma com 110 MW, totalizando uma potência instalada de 440 MW. A construção teve início em 1971 e a entrada em operação em 1977. A Figura 3.3 mostra uma vista aérea da usina.

Figura 3.3 – Vista aérea da usina Apolônio Sales (Moxotó).

3.1.2.2 Diagnóstico da patologia

Os primeiros indícios da existência de anomalias nas estruturas de concreto do complexo Paulo Afonso apareceram logo após o comissionamento da primeira unidade geradora da usina Moxotó, em 1977. Desde a fase de comissionamento, a operação das unidades geradoras apresentou perturbações que se acentuaram ao longo do tempo, culminando com o roçamento do rotor da turbina do gerador GR - 3 no anel de descarga, em 1981, apenas 4 anos após o comissionamento da primeira unidade geradora. Nesta época, a folga inicial de 6 mm já havia sido esgotada,

apareceram fissuras nas estruturas de concreto e se observava a tendência de fechamento das juntas de contração entre os blocos na parte inferior da casa de força e a abertura das mesmas nos níveis superiores da usina.

A fim de descobrir os problemas que estavam acarretando o mau funcionamento dos equipamentos hidromecânicos, a CHESF implementou, no início dos anos 80, um programa de investigações tecnológicas que culminou com a constatação da presença da reação álcali-agregado na usina Apolônio Sales, através do resultado da análise petrográfica realizada por Mielenz (1984), sendo diagnosticado como principal mineral reativo o quartzo deformado.

3.1.2.3 Gerenciamento da patologia

A partir da evidência de que os problemas observados no concreto da usina estavam relacionados à RAS, foram promovidas algumas investigações com a intenção de estimar o potencial de expansão produzido pela reação e para avaliar o que poderia ser feito para minimizar os danos causados nas estruturas de concreto.

Como as estruturas de concreto de Moxotó não eram instrumentadas, foi elaborado um programa de monitoração com a intenção de acompanhar as deformações das estruturas com o tempo, de forma a conhecer as taxas de expansão do concreto.

Cavalcanti; Silveira; Degaspere (1989) desenvolveram uma pesquisa a fim de verificar a influência da temperatura e umidade na evolução da expansão e se seria possível cessar a reação através de injeção de CO₂ e impermeabilização do concreto. Os resultados de ensaios laboratoriais em corpos de prova foram promissores porém, verificou-se que a técnica seria impraticável em elementos estruturais e, por esta razão, não chegou a ser aplicada.

No período de 1982 a 1984 também foram realizados os primeiros estudos através de modelagem matemática tridimensional de um bloco típico da usina. Posteriormente, em 1996, transferiu-se a geometria do modelo para um programa mais completo, acoplando-se o modelo do conjunto turbina/gerador.

Em 1983, a fim de minimizar emergencialmente os efeitos da RAA no concreto envolvendo as unidades geradoras, foi decidido realinhar todos os equipamentos. Com a evolução da expansão observada através dos dados da instrumentação e da simulação do modelo matemático, ficou mostrado que a abertura de juntas proporcionaria a redução de tensões de tração nos elementos da turbina. A solução adotada foi a abertura de três juntas de expansão entre os blocos utilizando a técnica de circulação de fios de aço impregnados com abrasivo, para obter uma abertura de 30mm (SILVEIRA *et al.*, 1995).

Se a taxa de expansão do concreto permanecesse com a mesma evolução, não haveria possibilidade de um novo alinhamento das máquinas. Silveira *et al.* (1995) mostram que a taxa de expansão vertical foi reduzida em 25% no concreto da casa de força e 50% no concreto da tomada d'água, após a abertura de juntas.

Quando da realização da campanha de ensaios nas usinas PA I, II e III, entre 2000 – 2001, aproveitaram-se os testemunhos de concreto que haviam sido extraídos de Moxotó para instalação de uma tubulação de drenagem nas máquinas da usina, a fim de realizar alguns ensaios para a caracterização física, química, mecânica e elástica do concreto, cujos resultados são apresentados no Capítulo 4 desta dissertação.

3.1.3 Caso 3: Usina hidrelétrica Paulo Afonso IV (PA IV)

3.1.3.1 Característica da usina

O aproveitamento hidrelétrico Paulo Afonso IV (PA IV) integra o complexo hidrelétrico Paulo Afonso e encontra-se localizado na cidade de Paulo Afonso, Estado da Bahia. A usina compõe o parque gerador da CHESF – Companhia Hidroelétrica do São Francisco e está instalada no Rio São Francisco, principal rio da Região Nordeste.

O aproveitamento de PA IV foi construído entre 1975 e 1979 e é constituído de barragens e diques de seção mista terra-enrocamento, totalizando um comprimento de 7.430 m e altura máxima de 35 m. As estruturas de concreto compreendem: vertedouro tipo *Creager*, dotado de 08 comportas com capacidade de descarga de 10.000 m³/s, tomada d'água, casa de força do tipo subterrânea com 06 unidades

geradoras com capacidade nominal de 410 MW cada, totalizando uma potência instalada de 2.460 MW. A Figura 3.4 mostra uma vista aérea da usina PA-IV e dos demais barramentos que compõem o complexo hidrelétrico Paulo Afonso.

Figura 3.4 – Vista aérea da Usina Paulo Afonso IV (PA IV).

3.1.3.2 Diagnóstico da patologia

Desde 1984, quando foi constatada a RAA na UHE Apolônio Sales, sabia-se que as estruturas de concreto de PA I, II, III e IV estavam condenadas a conviver com a expansão do concreto. As primeiras evidências de reatividade no concreto da estrutura da casa de força de PA IV datam de 1985, apresentando um quadro de fissuras, principalmente na região das paredes que envolvem os geradores (barril dos geradores) e na laje da elevação 144 m e, de problemas observados com os equipamentos de geração (CAVALCANTI et al., 1997).

A comprovação da RAA no concreto de PA IV aconteceu em setembro de 1988, quando foi realizada análise petrográfica em duas amostras extraídas do concreto do piso da galeria na elevação 112,4 m, entre as unidades geradoras GR2 e GR3. Os resultados das análises apresentaram o quartzo deformado como principal mineral reativo, conforme também verificado nas demais usinas (MIELENZ, 1988).

3.1.3.3 Gerenciamento da patologia

A partir de 1994, a CHESF iniciou uma ampla campanha de investigação da RAA na casa de força da usina de PA IV para avaliar a eficiência de algumas medidas corretivas que viessem atenuar os problemas sobre as unidades geradoras. Foram realizados ensaios de medição de tensão através da metodologia de furação por *overcoring*, estudo através de modelagem matemática, instalação de instrumentos para acompanhamento da evolução da reação e ensaios de laboratório de algumas propriedades físicas, químicas, mecânicas e elásticas do concreto a partir das amostras extraídas para instalação dos instrumentos.

Existem vários artigos publicados por diversos autores, como Hasparyk et al. (2004a), Lopes et al. (2002), Silveira et al. (2002), Silveira; Degaspary; Cavalcanti (2000) e Cavalcanti et al. (1997) dentre outros, sobre os estudos de modelagem matemática, instrumentação e ensaios laboratoriais realizados nos concretos das usinas do complexo Paulo Afonso. O Capítulo 4 desta dissertação apresenta e discute os resultados dos ensaios físicos, químicos, mecânicos e elásticos dos concretos das cinco usinas que formam o complexo Paulo Afonso.

3.2 Locais investigados

Os concretos ensaiados das usinas PA I, II, III e IV são provenientes dos furos de sondagens realizados para instalação de instrumentos. Em PA IV estes furos foram executados em 1996 e em PA I, II e III, em 2001. Em Moxotó, aproveitaram-se os testemunhos de concreto extraídos em 2001 para instalação de tubulação de drenagem na galeria da elevação 214,0m, na parede de montante da casa de força.

As amostras retiradas eram de regiões da estrutura de concreto massa, evitando-se estruturas delgadas e armadas. Os locais amostrados localizaram-se em diferentes blocos da estrutura (diferentes unidades geradoras) e diferentes elevações, procurando-se amostrar as regiões inferior, central e superior das usinas estudadas.

As amostras foram extraídas de testemunhos com diâmetros superiores a 152 mm ($\varnothing > 6''$), obtidos através de furos de sondagens rotativas com coroa diamantada e refrigeração d'água, com 200 mm de diâmetro ($\Phi 8''$). Nestas amostras foram

executados os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, fluência e índice de deterioração do concreto. As amostras dos furos com testemunhos de 76 mm de diâmetro ($\Phi 3''$) foram utilizadas para realização das análises petrográficas, massa específica, determinação dos álcalis totais e solúveis, determinação da expansão do concreto e dos testes acelerados de reatividade potencial nos agregados. Tentou-se preservar as condições de umidade das amostras envolvendo-as com filme plástico, aplicando-o imediatamente após a retirada dos corpos de prova da estrutura das usinas e, mantendo-o nas amostras até a realização dos ensaios.

Após devidamente protegidas pelo filme plástico, as amostras foram armazenadas em caixas de madeira, e transportadas para o laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S/A, em Goiânia, para realização dos ensaios.

O Anexo A apresenta as plantas, croquis e tabelas dos locais de onde foram extraídas as amostras ensaiadas de concreto e rocha das usinas.

3.3 Concretos empregados

As usinas estudadas foram construídas há décadas, datando a mais antiga de 1948 e a mais recente de 1975. Não há informações das dosagens e propriedades do concreto de algumas usinas, nem das características dos materiais utilizados para sua fabricação.

Para a usina PA IV, última a ser construída no complexo, foi encontrado registro tanto dos materiais quanto das dosagens dos concretos, segundo informações constantes em relatório da CHESF (1977). Para a usina PA II, encontrou-se um relatório da CHESF (1979) que apresentava algumas características dos materiais utilizados na fabricação e na reconstituição da dosagem do concreto das bases dos geradores, localizados na casa de força.

As informações obtidas sobre os materiais e dosagens dos concretos são apresentadas nos itens a seguir.

3.3.1 Agregados

O agregado utilizado na fabricação do concreto teoricamente é o mesmo para todas as usinas do complexo Paulo Afonso, proveniente da formação geológica encontrada na região e obtido das escavações obrigatórias, tanto a céu aberto como subterrâneas. A variação porém, pode e deve existir, pois o material é natural e sabe-se que variações de textura, mineralogia, cor e forma são comuns em jazidas de rocha.

As principais litologias encontradas são biotita-gnaiss, granito róseo, anfibolito, biotita, migmatitos e biotita xisto. Análises petrográficas realizadas nos agregados miúdo e graúdo muito tempo após a conclusão da construção das usinas detectaram a presença de quartzo deformado como sendo o principal mineral reativo (MIELENZ, 1984).

Nesta pesquisa de busca de informações, encontrou-se uma verdadeira relíquia: análises petrográficas realizadas nos testemunhos de sondagens das investigações da geologia local no leito do Rio São Francisco, realizada na época da construção da usina PA I, em 1949. Observam-se dentre os principais minerais constituintes do agregado, quartzo deformado e pirita, hoje sabidamente reativos (CHESF, 1949). Vale ressaltar que o documento apresenta apenas o resultado da análise mineralógica realizada em três amostras de um único furo de sondagem e a pirita apareceu apenas em uma das três amostras, sendo portanto, prematuro afirmar que parte da expansão seja devida à reação com sulfetos. Este fato alerta para esta possibilidade, que poderá ser sugerida também através dos resultados das análises mineralógicas complementares nos testemunhos de concreto e rocha das usinas.

Sabe-se que para PA IV foram utilizados agregados graúdos com quatro dimensões máxima distintas, a saber: 19 mm, 38 mm, 76 mm e 150mm, cuja massa específica na condição superfície saturada era de $2,64 \text{ g/cm}^3$ e teor de absorção variando entre 0,56% e 0,38%.

Como agregado miúdo foram utilizadas areias naturais quartzosas e areia artificial proveniente do resíduo da britagem passado na peneira de 4,8 mm. A partir dos dados do concreto da usina PA IV, foi possível saber que a areia natural apresentava

módulo de finura médio de 2,99, variando de 2,82 a 3,19 e que os teores de impurezas, tais como cloretos, sulfatos e materiais orgânicos, eram encontrados em quantidades reduzidas, bem abaixo do máximo permitido pelas normas técnicas vigentes na época da construção da usina.

As informações do relatório que descrevia algumas características dos materiais e da reconstituição da dosagem utilizada no concreto da base dos geradores da usina PA II confirmaram as características dos agregados citadas acima.

É importante destacar que na época da construção de PA IV e Moxotó foram realizados ensaios de reatividade em laboratório, antes mesmo da utilização destes agregados, e a conclusão dos ensaios foi que o agregado era adequado para confecção do concreto. Foram feitos ensaios: químico segundo método ASTM C 289, de barras segundo ASTM C 227, e análise petrográfica segundo NB-47/56 da ABNT. Estes resultados corroboram as atuais críticas ao ensaio químico (ASTM C 289) e de reatividade potencial (ASTM C 227).

3.3.2 Cimentos

Não há registros das características físicas e químicas dos cimentos utilizados nas usinas PA I, II, III e Moxotó, porém existem os registros dos três cimentos utilizados em PA IV, cujos resultados da análise físico-química não apresentam o teor de álcalis do cimento.

Apesar das tentativas efetuadas, não foi possível a obtenção de informações sobre as características físico-químicas dos cimentos utilizados na fabricação do concreto das usinas do complexo junto aos fabricantes dos cimentos da época.

Na época da construção de PA I, II, III os cimentos utilizados foram do tipo CP-250, ou seja, cimento Portland cuja resistência mínima à compressão aos 28 dias de idade era de 25 MPa e fabricados com teor de equivalente alcalino total em Na_2O , variando na faixa de 0,6% a 1,0%. Já na época da construção de Moxotó e PA IV, os cimentos utilizados foram CP-320, ou seja, cimento Portland cuja resistência mínima à compressão aos 28 dias de idade era de 32 MPa, e era fabricado com teor de equivalente alcalino total em Na_2O , similar aos citados acima, variando na faixa de

0,6% a 1,0%. Percebe-se o elevado teor de álcalis do cimento colaborando com o desenvolvimento da reação álcali-agregado.

3.3.3 Água

A análise química da água utilizada na fabricação do concreto de PA IV apresentou pequenas quantidades de impurezas.

A fim de avaliar o ingresso de álcalis no concreto através de fontes externas, foi realizada a análise físico-química da água do reservatório da usina PA IV, que é a mesma dos reservatórios das demais usinas do complexo Paulo Afonso. Nesta análise, observa-se que o teor de álcalis da água é insignificante, podendo ser considerado que não existe ingresso de álcalis no concreto, através da água do reservatório. Nota-se que o nível de sulfatos também é insignificante. No Anexo B encontra-se o relatório da análise físico-química da água do reservatório da usina PA IV.

3.3.4 Dosagens

Sobre as dosagens, os únicos registros encontrados foram relativos às utilizadas na usina PA IV e um relatório interno da CHESF (1979) contendo a reconstituição do traço do concreto das bases dos geradores da usina PA II. O concreto nas bases dos geradores de PA II foi aplicado através de lançamento direto, sendo de consistência plástica e apresentando as características a seguir, segundo a reconstituição dos testemunhos de concreto:

- Traço 1 : 2,25 : 3,66
- Relação a/c = 0,6
- Consumo de cimento = 320 kg/m³
- Resistência à compressão nos testemunhos extraídos = 25,6 MPa.
- Módulo de elasticidade dinâmico nos testemunhos extraídos = 21,4 GPa.

Na construção da usina PA IV foram utilizados diversos tipos de concreto, porém o da casa de força foi classificado como concreto bombeável e apresenta as seguintes características:

- Traço 1 : 2,08 : 3,06
- Relação a/c = 0,53
- Consumo de cimento = 357 kg/m³
- Resistência à compressão de projeto aos 28 dias = 18,5 MPa
- Resistência à compressão do concreto aos 28 dias = 25,9 MPa

Comparando as dosagens das duas usinas, nota-se que o concreto de PA IV apresenta maior resistência, menor relação a/c, maior consumo de cimento e uma menor quantidade de água por m³ de concreto, sendo portanto, menos poroso que o concreto de PA II.

Por outro lado deve-se lembrar, como apresentado no item 1.5.3, que a permeabilidade⁴ do concreto irá influenciar a expansão de duas maneiras, ora reduzindo o movimento de água e álcalis no concreto, ora na redução dos espaços para acomodar os produtos da expansão.

Como só foram encontrados registros das dosagens dos concretos das usinas PA II e IV, a maneira mais viável de se conseguir obter a dosagem dos concretos das demais usinas seria através da reconstituição de dosagem. Esta técnica, apesar de ser bastante criticada⁵, foi a única disponível e foi utilizada para caracterização dos concretos da casa de força das usinas PA I e III.

As amostras de concreto utilizadas para a reconstituição da dosagem em laboratório foram selecionadas entre os testemunhos extraídos e ensaiados à fluência que ainda

⁴ Considerando que a permeabilidade deste concreto está diretamente relacionada com a porosidade.

⁵ A técnica de reconstituição é criticada devido a sua indução a erros decorrentes da hidratação química do cimento e de reações com adições minerais.

se encontravam no laboratório de FURNAS. As reconstituições foram feitas no laboratório da CONCREMAT, em três testemunhos, dois da usina PA I e um da usina PA III, utilizando a metodologia prescrita pelo Boletim nº 25 do IPT. Em Moxotó, foram retirados poucos testemunhos e estes já foram destruídos, não havendo material disponível para fazer reconstituição do traço.

Como não se dispõe de dados sobre o cimento utilizado, o teor de cimento é calculado apenas a partir do teor de resíduos insolúveis. Sabe-se, como mencionado no item 3.3.2, que os cimentos utilizados nas usinas não contêm adição e que também não foi utilizada nenhum tipo de adição nas dosagens dos concretos. No anexo C encontram-se os resultados completos das reconstituições de dosagem. A Tabela 3.1 apresenta os resultados do proporcionamento provável e o traço de concreto das três amostras ensaiadas. O consumo de cimento foi calculado considerando um teor de ar incorporado de 5% e uma relação a/c de 0,6, a partir dos dados do concreto utilizado em PA IV. Percebe-se o consumo elevado de cimento nos concretos das usinas.

Tabela 3.1 - Proporcionamento provável e traço do concreto a partir dos resultados da reconstituição de dosagem.

Usina	Amostra	Teor de cimento (%)	
PA I	SR3 – Prof. 2 a 3 m	25,72	
PA I	SR3 – Prof. 2 a 3m	27,20	
PA III	SR4 – Prof. 1 a 2 m	27,05	

3.3.5 Condições ambientais

A bacia hidrográfica do São Francisco apresenta um clima tropical austral. É uma bacia muito extensa e as usinas do complexo Paulo Afonso localizam-se na região do

Submédio São Francisco, que se caracteriza por apresentar uma estação chuvosa nos meses de novembro a maio, temperatura média variando entre máxima de 32°C e mínima de 23°C, sendo a média anual de 27°C com uma umidade relativa do ar variando entre 60% e 80%.

O ambiente quente da região e a elevada umidade nas usinas são condições que propiciam o desenvolvimento da RAS.

3.4 Programa de ensaios realizados

Os concretos extraídos das estruturas das usinas PA I, II, III, IV e Moxotó objetivaram essencialmente a investigação das características da reação álcali-agregado e de sua influência sobre algumas propriedades físicas, químicas, mecânicas e elásticas do concreto.

O programa de ensaio contemplou testes acelerados de reatividade potencial em agregado, determinação da expansão do concreto, índice de deterioração do concreto, determinação dos álcalis totais e solúveis, análises petrográficas, massa específica, resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e fluência.

A Tabela 3.2 apresenta as quantidades de amostras ensaiadas por usina e por tipo de ensaio. As amostras extraídas fizeram parte de duas campanhas de ensaios, uma realizada em 1998 e outra iniciada em 2000, e concluída em 2006. Os ensaios das duas campanhas realizaram-se no laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S/A. Observa-se que em PA III houve maior número de amostras ensaiadas do que nas demais usinas, pois, além da casa de força, foram extraídas amostras da tomada d'água.

Tabela 3.2 – Quantidade de amostras de concreto ensaiadas por usina

ENSAIO	Nº DE AMOSTRAS				
	PA I	PA II	PA III	PA IV	MOXOTÓ
Análise petrográfica - concreto	06	07	12	06	02
Álcalis totais e solúveis	07	10	09	06	-
Índice de deterioração	06	07	10	06	02
Reatividade potencial acelerada – testemunho de rocha e matacão	03	04	06	-	-
Reatividade potencial acelerada – agregados extraídos dos concretos	05	07	06	05	-
Reatividade potencial – concreto – 1ª condição de estocagem ⁶	05	07	11	05	01
Reatividade potencial – concreto – 2ª condição de estocagem ⁷	06	08	09	05	01
Massa específica	05	08	08	-	02
Resistência à compressão	06	08	17	07	02
Resistência à tração por compressão diametral	04	07	13	-	-
Módulo de elasticidade	06	10	17	10	02
Coefficiente de Poisson	03	02	06	-	-
Fluência	04	10	04	-	-

3.4.1 Determinação da expansão acelerada

Os agregados utilizados no ensaio de reatividade acelerada foram retirados dos testemunhos de concreto extraídos, bem como dos matacões e testemunhos de rocha amostrados das usinas do complexo Paulo Afonso.

Verificou-se o comportamento expansivo dos agregados através do método acelerado das barras de argamassa ASTM C 1260/94. A rocha e os agregados foram reduzidos a areia artificial e utilizados segundo as frações prescritas na referida norma. Empregou-se um cimento contendo elevado teor de álcalis, como pode ser verificado na Tabela 3.3.

Para os agregados de PA IV, além do traço padrão de 1:2,25 estabelecido pela ASTM C 1260, utilizaram-se mais duas dosagens de argamassa nas proporções 1:4 e 1:6. O traço 1:4 teve a finalidade de caracterizar argamassas que mais se assemelhassem às dos concretos utilizados nestas usinas hidrelétricas. O traço 1:6 teve a intenção de avaliar teores muito elevados de sílica (teor péssimo). Para cada

⁶ Para saber sobre condição de estocagem ver o item 3.4.2

⁷ Idem.

uma das três dosagens de argamassa, moldaram-se amostras utilizando o vidro pirex como agregado, a fim de comparar a reatividade do agregado das usinas com um agregado de reatividade reconhecidamente elevada.

Tabela 3.3 - Álcalis totais e solúveis em água dos cimentos utilizados para fabricação das argamassas.

Obra	Álcalis Totais (%)		
	Na ₂ O	K ₂ O	
PA I, II, III e MO XO TÓ	0,60	0,85	1
PA IV	0,18	1,12	0

O ensaio foi realizado até os 30 dias para as amostras de PA IV e 60 dias para as amostras de PA I, II, III e Moxotó.

As leituras foram executadas o mais rápido possível para minimizar o efeito do resfriamento no comprimento das barras.

As Figuras 3.5 a 3.8 ilustram as etapas do ensaio de reatividade potencial pelo método acelerado.

Figura 3.5 – Conjunto de tanques com a solução de hidróxido de sódio (NaOH) (FURNAS, 2002).

Figura 3.6 – Vista interna das barras imersas na solução (FURNAS, 2002).

Figura 3.7 – Retirada da barra do tanque para leitura (FURNAS, 2002).

Figura 3.8 – Leitura das expansões através o relógio comparador digital (FURNAS, 2002).

3.4.2 Determinação da expansão em testemunhos de concreto extraídos

O comportamento expansivo do concreto foi avaliado em testemunhos cilíndricos extraídos com diâmetro de 100 mm e comprimento de 150 mm, serrados a partir das amostras extraídas dos furos de sondagem para adequar o comprimento das amostras à dimensão solicitada pela CHESF. As Figuras 3.9 a 3.12 apresentam a sequência dos passos da extração dos testemunhos para o ensaio de expansividade. Em seguida, foram introduzidos e colados com adesivo epóxi pinos de aço inox, através de perfuração, nas extremidades dos corpos de prova para permitir a medição da variação de comprimento.

Figura 3.9 – Processo de extração da amostra (FURNAS, 2002).

Figura 3.10 – Amostra de concreto com diâmetro de 150 mm (FURNAS, 2002).

Figura 3.11 – Amostra sendo retirada do molde (FURNAS, 2002).

Figura 3.12 – Amostras de concreto com dimensões solicitadas (FURNAS, 2002).

Os corpos de prova foram saturados previamente em água, por um período mínimo de 24 horas, e posteriormente estocados em duas situações distintas:

- 1ª condição de estocagem – imersos em água, com temperatura de 38°C, similar às condições da ASTM C 227, durante 365 dias.
- 2ª condição de estocagem – imersos em uma solução 1N de NaOH, com temperatura de 38°C, por 180 dias. O período de exposição foi mais longo do que o estabelecido pela ASTM C 1260, uma vez que, além de se estar ensaiando concreto, a temperatura de ensaio foi inferior aos 80°C estabelecido pela norma e as dimensões dos corpos de prova de concreto são maiores do que as tradicionais barras prismáticas de argamassa.

As Figuras 3.13 e 3.14 ilustram algumas etapas para realização do ensaio de reatividade dos testemunhos de concreto.

Figura 3.13 – Testemunhos de concreto posicionados no tanque de ensaio (FURNAS, 2002).

Figura 3.14 – Posicionamento do testemunho no aparelho de leitura (FURNAS, 2002).

Foram realizadas leituras de variação de comprimento e de massa periodicamente nas amostras ensaiadas, com frequência diária durante os 30 primeiros dias, e desta idade em diante, até 180 dias ou 365 dias, com frequência de leitura quinzenal. As leituras de massa objetivaram conhecer a expansão devido à saturação das amostras. Os resultados são expressos em porcentagem.

A variação de comprimento dos corpos-de-prova é calculada de acordo com a expressão equação (4):

$$E = \frac{L_1 - L_o}{L_n} \times 100 \quad (4)$$

Onde:

E = Expansão percentual, em %;

L_n = Comprimento nominal da barra, em mm;

L_1 = Comprimento da barra na idade de ensaio, em mm;

L_o = Comprimento inicial da barra após saturação por 24 horas, em mm;

As leituras foram realizadas o mais rápido possível para minimizar o efeito do resfriamento no comprimento das barras.

3.4.3 Determinação do índice de deterioração do concreto

Para determinação do índice de deterioração do concreto (I_D) seguiu-se a metodologia desenvolvida por Grattan-Bellew; Danay (1992). Os ensaios seguiram a especificação da CHESF e os procedimentos de FURNAS, listados a seguir:

- especificação CHESF CH01-C-0205 – Especificação para determinação do índice de deterioração do concreto;
- procedimento FURNAS 1.04.21 – Índice de deterioração do concreto - Determinação;
- procedimento FURNAS 1.04.22 – Reação álcali-agregado – Identificação através do *Spectroline*;

Os diâmetros das amostras de concreto variaram de 150 mm a 50 mm. Os testemunhos foram cortados e serrados ao meio (longitudinalmente), utilizando máquina de corte. A superfície de uma das faces foi polida com abrasivo, até ficar uniformemente regularizada. Em seguida, a superfície da amostra foi lavada para eliminação dos resíduos.

Foi imposta uma malha quadrada de 15 mm de lado sobre a superfície polida do testemunho abrangendo uma área de 150 mm x 150 mm para os testemunhos com diâmetros de aproximadamente 150 mm, obtendo-se 100 quadrados, sempre que possível. Quando os testemunhos tinham diâmetros inferiores a 150 mm a malha procurava abranger a maior área útil, mantendo-se quadrados de 15 mm de lado, após uma seleção criteriosa das porções a serem preparadas, e tentando-se aproximar dos 100 quadrados, sempre que possível. A Figura 3.15 ilustra a malha confeccionada nos testemunhos de PA III para análise das deteriorações no concreto.

Figura 3.15 - Malha quadrada confeccionada na superfície polida do testemunho (FURNAS, 2001b).

Após o estabelecimento da área a ser analisada, as amostras foram examinadas ao microscópio estereoscópico com aumento de 16 vezes. A cada sintoma de deterioração determinado em cada quadrado de 15 mm de lado, atribui-se um peso conforme valores indicados na Tabela 3.4, de modo a relacionar a influência de cada tipo de defeito na condição de deterioração do concreto. Por fim, faz-se um somatório dos vários índices obtidos por testemunho, obtendo-se o índice de deterioração final da amostra (I_D) (FURNAS, 2001b). A Figura 3.16 ilustra a inspeção dos testemunhos no microscópio estereoscópico.

Tabela 3.4 - Fatores para determinação do índice de deterioração do concreto (GRATTAN-BELLEW; DANAY, 1992).

Fator de deterioração	Fator de Multiplicação
A - Fissura no agregado	0,25
B - Fissura com gel no agregado graúdo	2,00
C - Descolamento entre a pasta e o agregado graúdo	3,00
D - Borda de reação em torno dos agregados	0,50
E - Fissura na pasta de cimento	2,00
F - Fissura com gel na pasta	4,00
G - Vazios revestidos ou preenchidos com gel	0,50

Figura 3.16 - Investigação da deterioração do concreto no microscópio estereoscópico (FURNAS, 2001b).

Após a determinação do I_D , as superfícies das amostras foram recobertas com uma solução de acetato de uranila e examinadas sob luz ultravioleta (UV) com auxílio do aparelho denominado comercialmente de *Spectroline*. Com a utilização deste equipamento, pode-se verificar a possível presença da reação álcali-agregado através da alteração na coloração do concreto (verde-amarela) fazendo uso da luz ultravioleta e da aplicação da solução. A Figura 3.17 apresenta uma fotografia do aparelho *Spectroline*.

Figura 3.17 – Aparelho *Spectroline* utilizado na investigação dos produtos da reação álcali-agregado (FURNAS, 2001b).

3.4.4 Determinação dos álcalis totais e solúveis

Os teores de álcalis totais e solúveis foram determinados a partir da argamassa extraída dos testemunhos de concreto selecionados para ensaio. Para essa determinação, a argamassa passou por processo de britagem e moagem.

Cada amostra ensaiada pesou cerca de 500g, foi britada e moída de modo a passar 100% na peneira ABNT Nº 8 (# 1,18mm). Através de operações de redução da amostra por quarteamento, foram tomados 50g da amostra, pulverizando-a de modo a passar 100% na malha ABNT Nº 200 (# 0,074mm). Do resíduo obtido, formaram-se duas amostras de 10g cada, para determinação dos teores totais e solúveis de sódio e potássio.

As determinações do teor de álcalis totais foram realizadas segundo especificações da CHESF CH01-C-0203 e procedimento FURNAS 01.002.036, baseados na norma de ensaio NBR 5747/89 – Determinação do Óxido de Sódio e Óxido de Potássio por Fotometria de Chama.

As determinações do teor de álcalis solúveis foram realizadas segundo especificações da CHESF CH01-C-0203 e procedimento FURNAS 01.002.052, complementado pela norma de ensaio ASTM C 114/97 – *Chemical Analysis of Hydraulic Cement*.

3.4.5 Análise petrográfica

As análises petrográficas objetivaram identificar os aspectos estruturais e texturais do concreto, bem como caracterizar mineralogicamente os agregados constituintes dos testemunhos de concreto.

As investigações realizaram-se através de inspeção visual, microscopia estereoscópica e ótica por luz transmitida, segundo especificações da CHESF e procedimentos de ensaio do Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A, listados a seguir:

- especificação CHESF CH01-C-0201 – Especificação para realização de ensaios petrográficos do concreto;
- procedimento FURNAS 4.15.10 - Análise petrográfica;
- procedimento FURNAS 4.15.12 – Análise da microestrutura do concreto.

Estes procedimentos basearam-se nas normas internacionais ASTM C 856/95 – *Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete* e ASTM C 295/98 - *Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete* e, nacionais NBR 12768/92 – Rocha para Revestimento – Análise Petrográfica e NBR 7389/92 – Apreciação Petrográfica de Materiais Naturais para Utilização como Agregado em Concreto.

A metodologia consistiu na análise macroscópica com auxílio do microscópio estereoscópico e microscópio ótico polarizador de luz transmitida em lâminas delgadas simples. A Figura 3.18 mostra algumas das lâminas petrográficas preparadas para análise no microscópio ótico.

Para as amostras de PA IV a análise foi complementada pela observação no microscópio eletrônico de varredura.

Figura 3.18 – Lâmina petrográfica preparada para análise no microscópio (FURNAS, 2001a).

As características dos instrumentos utilizados na análise foram as seguintes:

- microscópio estereoscópico, marca Leitz, modelo WILD M3B;
- microscópio polarizador de luz transmitida, marca Leitz, modelo Ortholux II Pol BK;
- microscópio eletrônico de varredura (MEV), equipado com espectrômetro por energia dispersiva de Raio X (EDS), marca LEICA, modelo S440i.

3.4.6 Determinação da massa específica

A determinação da massa específica foi realizada conforme procedimentos da NBR 9778/87.

3.4.7 Determinação da resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão axial foi realizado conforme procedimentos da norma NBR 5739/94, em prensa hidráulica à compressão, marca AMSLER, com capacidade de carga de 120t.

Todos os testemunhos de concreto foram recebidos pelo laboratório envolvidos em filme plástico, dentro de caixas de madeira. Para a realização do ensaio, foi retirada a proteção com o plástico e feito o corte dos testemunhos de maneira a garantir a relação entre a altura e o diâmetro (h/ϕ) igual a dois, a planicidade do topo e base das amostras e, o paralelismo. Nos casos em que não foi possível manter a relação altura-diâmetro igual a dois, a resistência à compressão foi corrigida, conforme NBR 7680/83. Após a retificação das amostras, as mesmas foram mantidas em câmara úmida até a realização do ensaio.

3.4.8 Determinação da resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral foi realizada obedecendo os procedimentos estabelecidos na norma NBR 7222/94, em prensa hidráulica à compressão, marca AMSLER, com capacidade de carga de 120t. As amostras foram ensaiadas com a mesma aparelhagem e condições que as de resistência à compressão. A particularidade é que o corpo-de-prova é posicionado tendo sua geratriz em contato com os pratos da prensa.

3.4.9 Determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

Para determinação do módulo de elasticidade, os ensaios foram realizados conforme procedimentos da norma NBR 8522/84, e os ensaios de determinação do coeficiente de Poisson foram realizados segundo os procedimentos da norma ASTM C 469/94.

Os testemunhos foram retificados e mantidos em câmara úmida até a realização dos ensaios.

Em todas as amostras ensaiadas para determinação do módulo de elasticidade também foram determinadas as resistências à compressão, no final do ensaio. Anteriormente à realização do ensaio, para cada usina foi determinada uma resistência à compressão a partir de testemunhos extraídos e rompidos e feito o plano de carga do ensaio de módulo. Estes ensaios foram realizados na prensa do fabricante EMIC, com 30 t de capacidade e, as leituras de deformação foram feitas com

extensômetro elétrico fixados nos testemunhos por meio de dois anéis de borracha. A Figura 3.19 mostra o equipamento e o extensômetro elétrico utilizado nestes ensaios.

Figura 3.19 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade utilizando extensômetro elétrico (FURNAS, 2006).

No ensaio para medir coeficiente de Poisson, além das leituras de deformação radial também foram realizadas as leituras de deformação vertical utilizando-se extensômetro mecânico do tipo compressômetro-expansômetro e, os ensaios foram realizados na prensa do fabricante AMSLER, com 120t de capacidade. O extensômetro mecânico é fixado na amostra por meio de garras. A Figura 3.20 mostra o extensômetro mecânico do tipo compressômetro-expansômetro e, a Figura 3.21 apresenta foto do ensaio para determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson utilizando extensômetro mecânico.

Figura 3.20 – Detalhe do extensômetro tipo compressômetro-expansômetro (FURNAS, 2006).

Figura 3.21 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson utilizando extensômetro mecânico tipo compressômetro-expansômetro (FURNAS, 2006).

3.4.10 Determinação dos parâmetros de fluência

Para determinação dos parâmetros de fluência do concreto foram realizados ensaios segundo os procedimentos da norma NBR 8224/83, em testemunhos de concreto cilíndricos de dimensões 16,3 cm x 32,6 cm, nas usinas PA I, II, III e Moxotó.

Os testemunhos chegaram ao laboratório envolvidos por filme plástico, em caixas de madeira. A proteção plástica foi retirada, os testemunhos foram retificados e estocados na sala de ensaio, com temperatura de $23\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$ e umidade de $55\% \pm 10\%$.

Para leitura das deformações, foram colados com adesivo à base de cianoacrilato (“*Superbond*”), individualmente, extensômetros elétricos do tipo *wire strain gauge* KC 70, em sentido longitudinal, à meia altura e diametralmente opostos nas laterais dos testemunhos. As leituras foram realizadas pelo registrador eletrônico (*data logger*) portátil TML, modelo TDS 302, do fabricante Tokyo Sokki Kenkyujo Co.

Os testemunhos foram posicionados no equipamento de ensaio, superpondo três testemunhos em cada uma das máquinas. O sistema de aplicação e manutenção da carga foi hidráulico, utilizando óleo e nitrogênio para transmitir pressão às amostras. Em seguida, foram submetidos a dois carregamentos de força correspondente a aproximadamente 40% da carga de ruptura obtidos em corpos-de-prova ensaiados antes à compressão, e logo após os dois carregamentos, toda carga sob os testemunhos foi aliviada, com descanso de 60 segundos e realizada a primeira leitura de deformação de referência (sem carregamento). Posteriormente, foi aplicado definitivamente o carregamento de 40% da carga de ruptura e realizada a primeira leitura. A partir deste momento, a carga foi mantida constante e realizadas as leituras periodicamente.

Na Figura 3.22 podem ser observados os testemunhos em ensaio.

Figura 3.22 – Vista dos testemunhos em ensaio (FURNAS, 2006).

Os resultados e análises destes ensaios serão apresentados no Capítulo 4, a seguir, intitulado Análise e Discussão dos Resultados.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo está dividido em duas partes. Na primeira - item 4.1 - são analisadas e discutidas as características físicas, químicas e mineralógicas dos testemunhos de concreto e rocha, e na segunda - item 4.2 - as características mecânicas e elásticas dos concretos. Será analisado o desempenho dos concretos após décadas de construção e o efeito da RAA nos mesmos.

Os dados apresentados e analisados neste capítulo foram obtidos a partir dos ensaios com os testemunhos de concreto e rocha provenientes dos furos de sondagens realizados para instalação de instrumentos de auscultação nas usinas. Os ensaios realizaram-se em duas campanhas promovidas pela CHESF, no laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S/A:

- na primeira campanha, realizada em 1998, foram ensaiadas amostras da UHE Paulo Afonso IV.
- Na segunda campanha, as extrações de concreto foram realizadas em 2000 e os ensaios concluídos em 2006. Foram ensaiadas amostras das UHE's Apolônio Sales (Moxotó), Paulo Afonso I, II e III.

As propriedades estudadas são apresentadas nas formas de gráficos e tabelas para facilitar sua discussão e análise. Apesar da limitação na quantidade de amostra, análises estatísticas foram realizadas em algumas propriedades estudadas, não com a pretensão de representar o universo dos concretos das usinas, mas com a intenção de agrupar concretos com comportamentos semelhantes para uma determinada propriedade, de forma a permitir uma melhor interpretação dos resultados. A análise estatística foi realizada pelo *software Statistica 7.0*, através de análise de variância e pela comparação múltipla das médias através do teste de Duncan. Vale salientar que na análise estatística, PA II foi considerada como duas usinas distintas, PA IIa e a PA IIb, devido ao concreto ser de idade diferente para as duas etapas de construção. Na usina PA III também foram consideradas duas estruturas separadamente: uma correspondente aos resultados da casa de força e a outra aos da tomada d'água. Nos gráficos e tabelas, a usina Moxotó será identificada como MX.

A localização das amostras está detalhada no Anexo A. Para facilitar a análise dos dados, a identificação das amostras nas tabelas e gráficos se restringiu ao furo do qual a amostra foi extraída. Nas plantas e croquis constantes no Anexo A é possível identificar a localização da amostra¹.

Os ensaios foram realizados e as amostras foram preparadas de acordo com a metodologia descrita no capítulo 3.

4.1 Características físicas, químicas e mineralógicas

As características físicas avaliadas foram: expansão do agregado em barras de argamassa, expansão do concreto, índice de deterioração e massa específica.

As expansões foram determinadas de quatro maneiras distintas. Na primeira, cujos resultados encontram-se no item 4.1.1.1 os agregados foram extraídos das amostras de testemunhos de concreto e ensaiados segundo o método acelerado das barras de argamassa (ASTM C 1260) a fim de verificar a expansão residual e o potencial reativo dos agregados. O segundo ensaio de expansão corresponde à mesma metodologia descrita anteriormente, porém, com agregados britados a partir das amostras de rocha provenientes das usinas. Os resultados apresentam-se no item 4.1.1.2. As outras duas expansões foram medidas em amostras de concreto extraídas e submetidas a duas condições de exposição, com diferentes níveis de agressividade. Os resultados encontram-se no item 4.1.2.

Com relação às características químicas foram determinados os álcalis totais e solúveis em amostras de concreto, e às mineralógicas a análise petrográfica em amostras de concreto e agregado.

¹ Observa-se que em algumas amostras a identificação da legenda das figuras e tabelas é a mesma, apesar de apresentarem resultados diferentes. Essas amostras correspondem a concretos localizados num mesmo furo, porém em diferentes profundidades. Para se saber qual a localização exata da amostra, basta ver o anexo com a tabela de resultados do ensaio. Nela consta além do furo, a profundidade em que se encontra a amostra e o resultado do ensaio.

4.1.1. Expansão em agregados pelo método acelerado das barras de argamassa.

Os agregados utilizados nos ensaios para determinação das expansões em barras de argamassa foram extraídos dos testemunhos de concreto das usinas (item 4.1.1.1) e obtidos a partir de fragmentos e testemunhos de rocha (item 4.1.1.2). Os resultados das expansões foram fornecidos através dos relatórios Furnas (1998b) e Furnas (2002) e são apresentados a seguir, na forma de figuras para facilitar sua análise e discussão.

Alguns dos dados apresentados constam em Silveira et al (2002) e Hasparyk et al (2004a). Os valores individuais das expansões ao longo do tempo encontram-se no Anexo D.

4.1.1.1 Expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos dos testemunhos de concreto

Os resultados médios das expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos das amostras de concreto das usinas² estão apresentados na Figura 4.1.

² Como foram extraídas poucas amostras de Moxotó, não foi possível realizar este ensaio. Não foram ensaiadas amostras da tomada d'água de PA III.

Figura 4.1 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa com agregados extraídos dos testemunhos de concretos das usinas investigadas.

Através da análise de variância, com significância de 0,05, observou-se diferença significativa na reatividade dos agregados extraídos dos concretos das usinas com relação à expansão em barras de argamassa aos 16 dias, conforme resultados apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados da análise de variância para expansões em barras de argamassa, fabricadas com agregados extraídos dos concretos.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	4	0,004677	69,656	2,612	Significativo
Erro	39	0,000067	-	-	-

Os agrupamentos indicados pelo teste de Duncan com comparação múltipla das médias, conforme Figura 4.2, formaram dois grupos. O resultado do teste mostra que, para a expansão em barras de argamassa nos agregados extraídos dos concretos das usinas, os comportamentos são semelhantes para PA I, II, III, havendo um comportamento distinto para PA IV. O concreto das duas etapas de PA II foi classificado como tendo comportamento semelhante com relação a esta propriedade, pois se encontram no mesmo agrupamento.

Figura 4.2 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os resultados de expansão em barras de argamassa confeccionadas com agregado extraído dos testemunhos de concreto.

As amostras da UHE PA IV foram ensaiadas até os 30 dias, apesar de apresentarem expansões inferiores a 0,10% aos 16 dias, pois se sabia que o agregado da usina era potencialmente reativo, através de análise petrográfica do concreto realizada anteriormente. As taxas de expansão das amostras de PA IV permaneceram crescentes e as expansões foram inferiores a 0,10%, mesmo aos 30 dias de idade, e empregando-se um cimento com teor de álcalis total e solúvel de, respectivamente, 0,92% e 0,65% em equivalente alcalino de Na_2O .

Para as amostras das usinas PA I, II e III, ensaiadas em campanha posterior às de PA IV, decidiu-se estender o ensaio até os 60 dias, a fim de conhecer o comportamento e a evolução das expansões dos agregados. Também foi utilizado um cimento com teor de álcalis superior ao das amostras de PA IV, de 1,16 % e 0,96% para os álcalis totais e solúveis, respectivamente, uma vez que a instrumentação instalada para acompanhar o comportamento do concreto da usina PA IV mostrava evolução das expansões, e o ensaio da ASTM C 1260 classificou o agregado como inócuo. Comportamentos similares de agregados granitos-gnaisses reconhecidamente reativos e classificados como inócuos pela ASTM C 1260, de várias outras localidades do Brasil, foram apresentados em diversos trabalhos, como os publicados por Gambale et al (1997) e Silveira et al. (2002), onde as expansões são moderadas até os 16 dias de idade, seguidas de crescimentos significativos entre os 16 e 30 dias, condizente com os comportamentos aqui observados.

Observando os resultados da Figura 4.1, caso apenas fosse considerado o ensaio de expansão acelerada em barras de argamassa, todas as amostras ensaiadas teriam agregado classificado como inócuo aos 16 dias. Entretanto, as observações de campo, a instrumentação instalada e as análises petrográficas efetuadas

comprovaram estar o concreto afetado pela RAS. Este fato demonstra a crítica feita por diversos pesquisadores à idade de referência estabelecida pela ASTM C 1260 para classificação da potencialidade reativa do agregado, dentre eles, cita-se Silveira et al (2002) que apresenta uma análise da adequação e confiabilidade dos ensaios de reatividade acelerada, na identificação de agregados potencialmente reativos, em particular daqueles contendo quartzo deformado ou criptocristalino, de comportamento lentamente reativo. O autor ressalta os cuidados que devem ser tomados na utilização do ensaio da ASTM C 1260 para agregados de reatividade mais lenta, sugerindo alteração na idade de referência para classificação dos agregados de 16 dias para 30, 45 ou 60 dias de idade, a depender do tipo de agregado investigado.

Analizando a Figura 4.1, observa-se que as curvas de expansão das amostras das usinas PA I, II e III são semelhantes e apresentam expansão crescente, indicando o elevado potencial reativo dos agregados mesmo após décadas de reação.

Analizando as curvas de expansão das amostras, apresentadas na Figura 4.1, pode-se dividi-las em duas etapas. A primeira etapa até os 28 dias, com taxa de expansão em torno de 40% superior às da segunda etapa, que correspondem às expansões dos 28 aos 60 dias. A Tabela 4.2 apresenta a taxa de expansão das curvas, obtidas a partir da equação da linha de tendência³ entre os resultados de cada etapa, para cada usina e, o decréscimo da taxa de expansão entre as duas etapas.

Tabela 4.2 - Taxas de expansão obtidas a partir das equações das linhas de tendência das expansões médias.

Taxa de expansão (%/dia)	PA I	PA II	PA III	PA IV
Etapa 1 (até 28 dias)	0,0044	0,0039	0,0044	0,002
Etapa 2 (entre 28 e 60 dias)	0,0029	0,0022	0,0024	-
Decréscimo da taxa de expansão entre as etapas (%)	28	44	45	-

Já nas amostras da usina PA IV, apesar da expansão ser crescente, como o ensaio só se estendeu até os 30 dias, o comportamento da curva é constante em todo o período

³ As equações das linhas de tendência encontram-se no Anexo D.

ensaiado e semelhante ao comportamento da curva da segunda etapa de expansão, ou seja, inferior em cerca de 100% quando comparado à taxa de expansão de mesmo período (primeira etapa) das amostras das usinas PA I, II e III. As expansões inferiores das amostras de PA IV podem estar relacionadas ao diferente tipo de cimento utilizado na confecção das barras de argamassa quando comparado com o utilizado nas das amostras das outras usinas justificando o comportamento distinto observado pelo teste de Duncan (Figura 4.2). O cimento utilizado na fabricação das barras de argamassa de PA IV apresenta teor de álcalis solúveis cerca de 50% inferior ao utilizado na fabricação das barras de argamassa das usinas PA I, II e III.

O trabalho apresentado por Simon; Wathne (2000) mostra que existe influência do tipo de cimento utilizado na confecção das barras de argamassas nas expansões, porém não conclui a origem das variações encontradas nas expansões, se devido ao teor de álcalis dos cimentos, ao teor de óxido de magnésio, à finura do cimento, ou a outro fator. Os agregados utilizados no estudo mencionado acima são silicatos, classificados pelo autor como de reatividade lenta, semelhantes aos deste estudo.

Achou-se adequado salientar as críticas feitas à idade de referência para classificação do agregado e a influência do tipo de cimento nas expansões das barras de argamassa, uma vez que estudos estão sendo realizados pela Comissão CE-18:200.01 da ABNT para elaboração da versão brasileira da ASTM C 1260.

Além do traço padrão de 1:2,25, estabelecido pela ASTM C 1260, para fabricação das barras de argamassa, foram elaboradas mais duas dosagens, nas proporções 1:4 e 1:6, com os agregados extraídos dos testemunhos de concreto de PA IV, a fim de conhecer as expansões do agregado para uma argamassa que se assemelha mais com as dos concretos do complexo Paulo Afonso (traço 1:4), bem como para avaliar elevados teores de sílica do agregado (traço 1:6). Também foram confeccionadas amostras, para cada uma dessas dosagens de argamassa, utilizando o vidro pirex como agregado, a fim de comparar as expansões dos agregados em estudo com a de um agregado de reatividade bastante elevada. A Figura 4.3 mostra os resultados médios obtidos nestes ensaios.

Figura 4.3 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa fabricadas para diferentes traços e com agregados extraídos dos testemunhos de concreto de PA IV e vidro pyrex.

Os resultados mostram que para as argamassas com menor consumo de cimento, as expansões são menores, como era de se esperar. Nos traços 1:4 e 1:6 há uma elevada quantidade de sílica disponível quando comparados ao traço 1:2,25. Este fato sugere que, talvez, as proporções 1:4 e 1:6 estejam além do teor péssimo de sílica, como comentado no item 1.5.2, e tenham provocado a inibição da reação. Basta observar a diferença entre as expansões atingidas pelo agregado pirex no traço 1:2,25 com relação aos outros dois traços. Comparando-se a reatividade do pirex e a do agregado de PA IV no traço 1:2,25, percebe-se a lenta reatividade dos agregados utilizados nos concretos das usinas, e que o mesmo, após 30 dias de ensaio, permanece se expandindo de maneira crescente.

4.1.1.2 Expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados provenientes de fragmentos e testemunhos de rocha

A Figura 4.4 apresenta os resultados das expansões médias em barras de argamassa fabricadas com agregados provenientes de testemunhos de rochas e fragmentos de rochas de algumas das usinas investigadas⁴.

⁴ Não existem resultados para PA IV e Moxotó, pois não existiam testemunhos ou fragmentos de rocha destas usinas para fabricar as barras de argamassa.

Expansões médias - agregados de testemunhos e fragmentos de rocha

Figura 4.4 - Resultados das expansões médias em barras de argamassa fabricadas com agregados de testemunhos de rocha e fragmentos de rocha.

As expansões das amostras das barras de argamassas confeccionadas com agregados provenientes de testemunhos e fragmentos de rocha apresentaram valores semelhantes às das amostras com agregados extraídos de concreto, como pode ser observado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Comparação das expansões médias das amostras das barras de argamassa fabricadas com agregados provenientes dos testemunhos de concreto e de fragmentos e testemunhos de rocha.

Usinas	Expansão média (%)					
	Agregados extraído de concreto			Agregados de fragmentos e testemunhos de rocha		
	16 dias	30 dias	60 dias	16 dias	30 dias	60 dias
PA I	0,07	0,13	0,21	0,07	0,12	0,20
PA II	0,07	0,11	0,18	0,05	0,09	0,16
PA III	0,07	0,12	0,20	0,07	0,11	0,19
PA IV	0,03	0,06	-	-	-	-

A semelhança entre as expansões médias das amostras fabricadas com agregados, provenientes dos concretos que estão reagindo há décadas e de testemunhos de rocha, mostra que enquanto houver umidade e fonte de álcalis, haverá reação, pois a quantidade de sílica disponível para reagir é grande.

4.1.2 Expansão em testemunhos de concreto extraídos

Foram realizados ensaios de expansão em testemunhos extraídos do concreto e submetidos a duas condições distintas de exposição, a fim de avaliar sua reatividade

potencial. A condição A corresponde à de menor agressividade, imersão em água, e a condição B à de maior agressividade do ambiente de exposição, imersão em solução alcalina, ambos à 38°C.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de expansão em concretos, realizados no laboratório de FURNAS (FURNAS, 1998b; FURNAS, 2002), em forma de figuras, para as duas situações de exposição. Alguns dos resultados apresentados neste item foram publicados por Hasparyk et al (2004a). Os valores individuais das expansões ao longo do tempo encontram-se no Anexo E.

4.1.2.1 Condição A: exposição dos testemunhos de concreto em ambiente saturado com água à temperatura de 38 °C.

Estes ensaios tiveram duração de 365 dias e correspondem às expansões residuais dos testemunhos de concreto extraídos das usinas e expostos a um ambiente saturado com água, à temperatura de 38°C. Os resultados individuais por usina para as várias amostras de concreto ensaiadas encontram-se apresentados em tabelas localizadas no Anexo E.

A Figura 4.5 apresenta as expansões médias residuais dos concretos das cinco usinas após um ano de ensaio. Nota-se, para a média aos 365 dias, que o concreto da usina Moxotó apresenta as maiores expansões (em torno de 0,06%), os da usina PA I as menores (0,02%, em geral), e nas outras três usinas, as expansões foram semelhantes (em torno de 0,04%).

Figura 4.5 - Expansão média residual dos concretos submersos em água à 38°C.

Observa-se um comportamento inesperado nas amostras ensaiadas da UHE PA IV, verificando-se retração após 90 dias de ensaio. Este comportamento pode ter ocorrido devido a problemas na execução do ensaio, relacionadas, talvez, à colocação dos pinos das amostras.

Com base nos dados da análise de variância, verifica-se que existe diferença significativa entre os concretos das usinas, para um nível de significância de 0,05, conforme resultados indicados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados da análise de variância para as expansões em testemunhos de concreto submetidos à condição A.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	6	0,000876	4,1582	2,3185	Significativo
Idade	1	0,000033	0,1575	4,0670	Não significativo
Usina x Idade	6	0,000086	0,4063	2,3185	Não significativo
Erro	43	0,000211	-	-	-

Analisando os resultado da Tabela 4.4, observa-se que os concretos não apresentam diferença significativa para as expansões nas idades analisadas de, respectivamente, 60 e 365 dias. Ou seja, as expansões nas idades de 60 e 365 dias apresentam estatisticamente resultados semelhantes e pode-se considerar que não houve aumento significativo da expansão neste período. Observando a Figura 4.5, nota-se um aumento da expansão, em geral, até os 60 dias de ensaio, não sendo verificados, a

partir desta idade, ganhos significativos, o que é condizente com os resultados da análise estatística.

A Tabela 4.5 apresenta um resumo com a quantidade de amostras ensaiadas e as expansões residuais máxima, mínima e média, por usina, após um ano de ensaio.

Tabela 4.5 - Expansão residual das amostras de concreto extraídas e submetidas à condição A de exposição, após um ano de ensaio.

Usinas	Quantidade de amostras	Condição A de exposição – água à 38°C		
		Expansões após 1 ano de ensaio (%)		
		Máxima	Mínima	Média
UHE PA I	05	0,03	0,01	0,02
UHE PA II	07	0,05	0,03	0,04
UHE PA III	11	0,07	0,04	0,05
UHE PA IV	05	0,04	0,02	0,03
UHE Moxotó	01	0,06		

Através do teste de Duncan com comparação múltipla das médias (ver Figura 4.6), foi possível verificar a homogeneidade dos concretos das usinas. Os resultados indicaram que Moxotó e PA I possuem concretos de características distintas, pois se encontram em diferentes grupos. Já os concretos das demais usinas podem apresentar características semelhantes ou não, uma vez que se encontram em mais de um grupo. Quando os grupos se sobrepõem, a análise é um pouco complexa, pois há indícios de semelhanças, porém, podem existir diferenças grandes quando se analisa o grupo isoladamente.

Figura 4.6 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos à condição A de exposição.

Nos ensaios de expansão residual em testemunhos de concreto, extraídos das paredes da galeria do vertedouro da usina de Furnas e submetidos à condição de exposição submersa em água à temperatura de 38 °C, foi observado um ganho expressivo das expansões até, aproximadamente, os 28 dias de ensaio, não se notando crescimento a

partir desta idade (HASPARYK, 2005). Este comportamento se assemelha aos verificados no presente estudo, bem como em outros estudos relatados pela autora, apesar das idades de estabilização serem diferentes.

Foram realizadas também medidas de variação de massa nas amostras ensaiadas a fim de correlacionar a expansão com a absorção de água, e cujos resultados apresentam-se no Anexo E⁵. A Figura 4.7 mostra a variação de massa média medida ao longo do ensaio de expansão nas amostras de concreto das usinas. Semelhante às expansões, os ganhos de massa são mais pronunciados nas primeiras idades, aproximadamente, até os 60 dias de ensaio, verificando-se praticamente nenhuma variação após este período. Não foi verificada diferença significativa a partir dos resultados da análise de variância (com nível de significância de 0,05), como pode ser observado na Tabela 4.6, para variações de massa nos concretos das usinas, nas idades de 60 e 360 dias. Ou seja, com relação ao ganho de massa, não se verificou diferença entre os concretos, independentemente da usina, ou da idade.

⁵ Não existem resultados de variação de massa para PA IV, pois como as amostras de PA IV foram ensaiadas em campanha anterior às das demais usinas, não foi feita medição de massa ao longo dos ensaios de expansão.

Figura 4.7 - Variação média de massa ao longo do ensaio de expansão nas amostras de concreto das usinas.

Tabela 4.6 - Resultados da análise de variância para as variações de massa, medida ao longo dos ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos a condição A.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	5	0,1478	0,4213	2,4936	Não Significativo
Idade	1	0,0006	0,0017	4,1300	Não significativo
Usina x Idade	5	0,0023	0,0067	2,4936	Não significativo
Erro	34	0,3509	-	-	-

O aumento de massa poderia estar relacionado unicamente à saturação dos testemunhos de concreto, porém, observa-se expansão das amostras no mesmo período em que ocorrem as variações de massa, e estabilização das mesmas no mesmo período, mostrando que existe uma semelhança entre o comportamento das expansões e da variação de massa. Este comportamento poderia estar relacionado a um efeito combinado de absorção de água do concreto e adsorção de água pelo gel, já pré-existente nas amostras de concreto deteriorado há décadas pela RAA, acarretando a expansão dos mesmos.

A explicação para expansões mais expressivas nas primeiras idades devido à adsorção de água pelo gel em concretos deteriorados pela RAA, contendo gel em seu interior em ambiente não saturado e expostos a uma fonte externa de água, já foi comentado por outros autores (LARIVE; LAPLAUD; COUSSY, 2000); (HASPARYK, 2005). O trabalho de Larive; Laplaud; Coussy (2000) comenta que a disponibilidade de água aumenta as expansões durante o processo de formação dos

produtos da RAS, e que quando da finalização das reações químicas, qualquer água adicional não acarretará expansões extras.

Com o objetivo de entender melhor o comportamento expansivo do gel, Hasparyk (2005) realizou ensaios em corpos de prova de argamassas confeccionados com os mesmos materiais, porém um com a RAA instalada e o outro não, e utilizou a metodologia proposta por Xu; Watt; Hudec (1995) para determinação da água adsorvida. Verificou-se que os níveis de expansão são diferentes, apesar da água absorvida ser semelhante. As diferenças encontradas nas expansões estariam associadas à adsorção de água pelo gel em conjunto com a expansão térmica, confirmando as hipóteses levantadas de expansão não apenas pelo intumescimento, mas principalmente pela adsorção de água pelo gel já existente, que ao entrar em contato com a água expande.

4.1.2.2 Condição B: imersão dos testemunhos de concreto em solução 1N de NaOH à temperatura de 38 °C.

Os resultados apresentados na Figura 4.8 correspondem às expansões médias residuais dos testemunhos de concreto imersos em solução de NaOH a 1N e mantidos à temperatura de 38°C, até a idade de 190 dias. Apenas as amostras da UHE PA IV, que fazem parte da primeira campanha de ensaios, foram ensaiadas até os 360 dias. As tabelas com os valores individuais das expansões encontram-se no Anexo E.

Figura 4.8 - Expansão média residual dos concretos submersos em solução de NaOH à 38°C.

Observando a Figura 4.8, notam-se maiores expansões médias para os concretos de Moxotó e PA IIa, e a menor expansão média para o concreto da tomada d'água de PA III.

As amostras da UHE PA IV apresentaram um comportamento diferenciado, pois entre os 60 e 190 dias de ensaio as expansões permaneceram constantes e a partir dos 190 dias de ensaio observou-se um ganho expressivo das expansões. Este crescimento pode estar relacionado à formação de novos produtos da reação, uma vez que existe fonte externa de álcalis contribuindo para desenvolvimento da reação, e talvez no concreto desta usina exista uma quantidade expressiva de sílica que ainda não reagiu.

A Tabela 4.7 apresenta um resumo com a quantidade de amostras ensaiadas e as expansões residuais máxima, mínima e média, por usina, após 190 dias de ensaio.

Tabela 4.7 - Expansão residual das amostras de concreto extraídas e submetidas à condição B de exposição, após 190 dias de ensaio.

Usinas	Quantidade de amostras	Condição B de exposição – NaOH à 38°C		
		Expansões aos 190 dias de ensaio (%)		
		Máxima	Mínima	Média
UHE PA I	06	0,06	0,04	0,05
UHE PA II	08	0,09	0,04	0,08
UHE PA III	09	0,08	0,02	0,06
UHE PA IV	05	0,07	0,02	0,05
UHE Moxotó	01	0,08		

Com base nos dados da análise de variância apresentados na Tabela 4.8, verifica-se que não existe diferença significativa entre os concretos das usinas, nas idades estudadas⁶, para um nível de significância de 0,05. Para os concretos submetidos à condição B de exposição também ocorre estabilização das expansões, a partir dos 60 dias de ensaio, conforme resultados da análise de variância.

Tabela 4.8 - Resultados da análise de variância para as expansões médias em concretos submetidos à condição B de exposição.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	6	0,001359	4,1688	2,3185	Significativo
Idade	1	0,000006	0,0176	4,0670	Não significativo
Usina x Idade	6	0,000005	0,0141	2,3185	Não significativo
Erro	43	0,000326	-	-	-

Através do teste de Duncan com comparação múltipla das médias, foi possível verificar a homogeneidade dos concretos das usinas, cujos resultados se encontram na Figura 4.9. Os resultados indicaram que Moxotó e PA IIa possuem concretos de características semelhantes, porém bem distintas do concreto de PA III TA.. Não fica claro analisar o comportamento do concreto das demais usinas com relação à expansão em soda à 38°C, uma vez que existe sobreposição dos grupos formados.

Figura 4.9 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de expansão em testemunhos de concreto submetidos à condição B de exposição.

As medidas de variação de massa para acompanhamento ao longo do ensaio de expansão encontram-se no Anexo E e a Figura 4.10 apresenta a média dos resultados

⁶ Foram avaliadas as idades de 60 e 190 dias.

de variação de massa para os concretos ensaiados⁷. Semelhante às expansões e ao comportamento observado nas amostras submetidas à condição A de exposição, os ganhos de massa são mais pronunciados nas primeiras idades, aproximadamente, até os 60 dias de ensaio, verificando-se praticamente nenhuma variação após este período. A explicação para este comportamento já foi mencionada no item anterior (4.1.2.1) e baseia-se provavelmente na adsorção de água pelo gel já existente nas amostras, cuja existência foi confirmada mais adiante no ensaio de análise petrográfica, conforme item 4.1.6.

Figura 4.10 - Resultados médio da variação de massa ao longo do ensaio de expansão nas amostras submetidas à condição B de exposição.

Dos resultados apresentados, pode-se observar que:

- Para se ter uma idéia sobre o potencial reativo residual dos concretos das usinas, pode-se comparar os valores das expansões médias residuais das amostras ensaiadas por usinas, variando na faixa de 0,02% a 0,05% para situação de imersão em água a 38°C (condição A) e, 0,05% a 0,08% para condição de imersão em soda a 38°C (condição B). O limite máximo de

⁷ Não existem resultados de variação de massa para PA IV, pois como as amostras de PA IV foram ensaiadas em campanha anterior às das demais usinas, não foi prevista e feita medição de massa ao longo dos ensaios de expansão.

expansão sugerido pela ASTM C 1293 para prismas de concreto moldados em laboratório submetidos a ambiente de elevada umidade e temperatura de 38 °C é de 0,04% com um ano de idade. A maioria das amostras ensaiadas, nas duas situações de exposição apresentou expansões superiores ao limite e, portanto os agregados seriam classificados como reativos; mostram que os concretos ainda apresentam um elevado potencial reativo, apesar de já estarem reagindo há décadas (entre 20 e 50 anos) e as amostras ensaiadas possuírem dimensões superiores às estabelecidas pela metodologia da ASTM C 1293.

- Em alguns dos resultados apresentados, observam-se variações nos valores medidos e, às vezes, até inconsistência dos resultados, como ocorrência de retração em algumas leituras. Estes comportamentos ocorrem, provavelmente, devido a problemas na fixação dos pinos, posicionamento das amostras no aparelho de leitura, ou outros não conhecidos. Estas oscilações foram comentadas por Hasparyk (2005), que observou esta dificuldade na realização do ensaio de expansão residual em concretos extraídos, não ocorrendo o mesmo para os concretos moldados em laboratório. A autora ressalva a carência de normas específicas para esse tipo de ensaio em amostras extraídas. Estas variações de leitura também podem ser observadas nos resultados de expansão e variação de massa em testemunhos de concreto apresentados por outros autores (Bérubé; Smaoui; Côté, 2004); (Multon et al., 2004).
- A explicação dada para a variação de massa das amostras ensaiadas e a expansão está relacionada à água adsorvida pelo gel. Porém, seria adequado verificar esta suposição realizando ensaio para medir a água adsorvida pelo gel, em amostras confeccionadas com os agregados das usinas em que a reação se apresenta e não se apresenta instalada, segundo metodologia proposta por Xu; Watt; Hudec (1995). Hasparyk; Monteiro; Carasek (2001) realizaram análises para verificar se existe correlação entre a água adsorvida pelo gel e as expansões geradas pela RAA. Grattan-Bellew et al (2004) destaca em seu trabalho que a variação de massa é função da petrografia do agregado, que está relacionada à reatividade do agregado,

causada pelas diferentes mineralogias. Portanto, seu comportamento é bastante variável e dependerá dos minerais reativos presentes nos agregados.

4.1.3 Índice de deterioração do concreto

Visando a estimar quantitativamente o nível de deterioração do concreto causado pela RAA nas usinas do complexo Paulo Afonso, foram realizados ensaios para determinação do índice de deterioração do concreto (I_D) nos testemunhos extraídos, utilizando a metodologia desenvolvida por Grattan-Bellew, Danay (1992).

Os resultados dos ensaios foram obtidos a partir dos relatórios elaborados por FURNAS (1998c) e FURNAS (2001b). No Anexo F encontram-se os resultados individuais do índice de deterioração em cada uma das amostras ensaiadas, por usina. Algumas das informações apresentadas neste item foram publicadas por Hasparyk et al. (2002) e Hasparyk et al (2004b).

Na Tabela 4.9, a seguir, apresenta-se uma síntese dos índices de deterioração médios, assim como de seus intervalos de variação, para os concretos das usinas de PA I, PA II, PA III, PA IV e Moxotó, conjuntamente com as idades das respectivas usinas. Como PA II foi construída em duas etapas, a Tabela 4.9 apresenta os resultados separadamente para cada uma das etapas, uma vez que o concreto apresenta idades diferentes. Como não foi observada nenhuma influência da idade dos concretos nos resultados dos I_D 's, os resultados de PA II das duas etapas foram analisados em conjunto nas figuras apresentadas adiante. O concreto da tomada d'água e casa de força de PA III também foi analisado em conjunto, uma vez que não apresentou diferença entre os I_D 's.

Tabela 4.9 - A média e o intervalo de variação para o índice de deterioração obtido para as algumas das usinas da CHESF.

Usina	Idade (anos)	Quantidade de amostras	I_D médio	Intervalo de variação
PA I	45	6	25	13 a 41
PA IIa	39	3	33	21 a 42
PA IIb	33	4	45	34 a 57
PA III	29	10	34	21 a 67
PA IV	19	6	33	6 a 63
MX	23	2	68	47 a 89

Fazendo uma comparação entre os resultados médios dos concretos das usinas em estudo, verifica-se que a usina PA I apresenta os menores valores de deterioração, a menor variação de resultados (Tabela 4.9) e, em campo é a que apresenta os menores sintomas da reação em suas estruturas. A usina PA IV, apesar de apresentar um I_D médio de 33, possui uma grande variação nos resultados, atingindo valores máximos e mínimos para o I_D de, respectivamente, 63 e 6. Estas variações indicam não só a variabilidade da metodologia, mas a maneira heterogênea que a reação se desenvolve na massa de concreto.

Na coluna “intervalo de variação” apresentada na Tabela 4.9, observa-se a grande dispersão dos resultados dos I_D 's nas várias amostras ensaiadas. Grattan-Bellew; Mitchell (2006) apresentaram uma revisão sobre a análise quantitativa da deterioração do concreto através do índice de deterioração, e comentam que um dos grandes problemas do método é a subjetividade na decisão do que será medido, concluindo que não seria adequada a normalização do método.

Mesmo só tendo sido ensaiadas apenas duas amostras, a usina de Moxotó é a que apresenta os maiores resultados para o I_D e, em campo, é a estrutura que se encontra mais danificada pela reação, em que foram necessárias medidas corretivas de realinhamento dos equipamentos de geração e corte de junta entre os blocos de concreto. Tendo em vista que as cinco usinas analisadas estão próximas umas das outras, portanto, submetidas às mesmas condições ambientais, e tendo sido utilizado praticamente o mesmo agregado, apesar de existirem variações naturais na própria jazida, pode-se concluir que a maior intensidade da reação no concreto da usina Moxotó deve estar provavelmente associada às condições de exposição à umidade e ao confinamento da estrutura. As casas de força das usinas PA I, II, III e IV têm estrutura subterrânea, ou seja, os condutos por onde passam a água são blindados com aço, restringindo o contato da água com o concreto, bem como, por serem subterrâneas, estão confinadas em rocha, o que ajuda a restringir a expansão do concreto. Já a casa de força da Usina Moxotó é de superfície, portanto o conduto por onde passa a água tem contato direto com o concreto, e por ser de superfície não estão confinadas em rocha, condições estas mais propícias para o desenvolvimento das pressões da RAA.

A Figura 4.11 apresenta o percentual médio de cada tipo de deterioração decorrente da RAA em função do total de quadrados delimitados para a determinação do I_D ensaiados nas amostras de concreto das usinas.

Figura 4.11 - Percentual médio de cada tipo de deterioração, nas áreas delimitadas para determinação do I_D das amostras de concreto ensaiadas, por usina.

Na Figura 4.11 nota-se, para todas as usinas investigadas, que a deterioração mais representativa é a de vazios preenchidos por gel, indicando forte presença da RAA. Shrimmer (2006) discute muito bem a respeito da importância atribuída a cada tipo de deterioração segundo a metodologia proposta por Grattan-Bellew; Danay (1992). Alguns sintomas não necessariamente estão ligados apenas à RAA, como por exemplo fissuras no agregado podem ter sido induzidas também através dos processos técnicos utilizados na extração do agregado, ou provocadas pelo processo de extração dos testemunhos, enquanto que fissuras e vazios preenchidos por gel e bordas de reação ao redor dos agregados são deteriorações típicas da RAA.

Um exemplo prático sobre a arbitrariedade atribuída aos pesos propostos para as deteriorações segundo a metodologia de Grattan-Bellew; Danay (1992) em função de cada uma se manifestar de forma diferente, a depender do tipo de agregado, foi apresentado por Rivard; Fournier; Balivy (2000). Os autores mostraram, dentre outros

resultados, que o emprego de um fator de peso universal no método de Grattan-Bellew; Danay (1992) pode levar a se subestimar o índice de deterioração para certos tipos de concreto. O estudo utilizou duas diferentes técnicas petrográficas para a avaliação dos danos causados pela RAA ao concreto: uma constituída pelo I_D e outra empregando um analisador de imagens, em amostras de concreto moldadas em laboratório com dois agregados reconhecidamente reativos do Canadá, e em testemunhos extraídos da barragem *Beauharnois*. Através de análises petrográficas, observou-se que a quantidade de partículas com bordas de reação cresce rapidamente com o aumento da expansão do concreto fabricado com o arenito de Potsdam, enquanto que a expansão ocorre, sem que ocorra uma grande quantidade de fissuras. Como o peso atribuído às bordas de reação pela metodologia de Grattan-Bellew; Danay (1992) é de 0,5, e para as fissuras com gel de 4,0, o índice de deterioração pode vir a subestimar os danos devido à RAA no concreto fabricado com este tipo de agregado.

Vale ressaltar que seria impossível realizar comparações dos danos provocados pela RAA através do I_D entre os concretos de obras afetadas, se os pesos das deteriorações fossem alterados em função do tipo de agregado. Apesar das críticas, os autores (Rivard; Fournier; Balivy, 2000); (Grattan-Bellew; Mitchell, 2006) e (Shrimer, 2006) concordam que a avaliação de danos através do I_D é bastante válida, e que o método tem-se mostrado uma ferramenta muito útil para avaliação quantitativa de danos provocados nos concretos afetados pela RAA.

A Figura 4.12 apresenta uma comparação entre os valores dos I_D 's médios obtidos entre as amostras analisadas das usinas e algumas referências apresentadas por (Grattan-Bellew; Danay, 1992); (Grattan-Bellew, 1995) e (Shimer, 2006).

Figura 4.12 - Comparação entre os I_D's médios por usina e as referências apresentadas por (Grattan-Bellew; Danay, 1992); (Grattan-Bellew, 1995) e (Shimer, 2006).

As referências apresentadas na Figura 4.12 correspondem a:

- Referência não reativa (Ref NR), cujo I_D é de 17, representa um muro de concreto, com 40 anos de idade, fabricado com agregado não reativo, da barragem de *Saunders*.
- As identificações *Saunders* #1 e *Saunders* #2 representam o concreto de uma mesma parede da barragem de *Saunders* submetido a diferentes condições de exposição. A referência *Saunders* #1 (I_D de 35) corresponde a um trecho que apresenta incidência mínima de fissuração, e a referência *Saunders* #2 (I_D de 148) corresponde a uma seção mais úmida e altamente fissurada.
- A identificação *Saunders* #3, com I_D de 186, representa o concreto, fabricado com agregado calcário silicoso, de um muro de contenção da barragem de *Saunders*, apresentando um extenso quadro de fissuração do tipo mapa.

- As identificações *Beauharnois Dam* e *Old Lady Evelyn Lake Dam* correspondem a concretos fabricados com agregado argilito reativo destas barragens.
- As identificações *Coniston Dam* e *Mac Vittie Dam* representam concretos extraídos das respectivas barragens e foram obtidos através do estudo de Grattan-Bellew (1995).
- As identificações *Manette 1* a *Ont Dam 2* representam resultados de várias amostras de concreto extraídas em diversas obras (barragens, túneis, pontes) investigadas na região central e oeste do Canadá e Estados Unidos, obtidos através do trabalho publicado por Shrimmer (2006).

Comparando os resultados mostrados pela Figura 4.12, nota-se que o I_D médio dos concretos das usinas do complexo Paulo Afonso estão próximos dos valores obtidos para o concreto não reativo ($I_D = 17$), para o concreto da parede da barragem de *Saunders* ($I_D = 35$), que se apresenta pouco fissurado, e para o concreto da amostra *Tunnel 2* ($I_D = 57$), classificada por Shrimmer (2006) como apresentando danos mínimos devido à RAA em campo, classificando, portanto, o concreto das usinas de Paulo Afonso como pouco deteriorados pela RAA, segundo este método.

Destacam-se ainda:

- Em todas as amostras ensaiadas através do aparelho *Spectroline* foi confirmada a presença do gel da reação álcali-agregado. Grattan-Bellew; Mitchell (2006) destacam a importância da utilização do urânio para identificação do gel da reação. Estas duas técnicas, investigação no microscópio estereoscópico e no *Spectroline*, devem ser realizadas em conjunto para determinação do I_D ;
- Apesar da metodologia da determinação do I_D ter sido elaborada para classificar concretos afetados pela RAA, outros mecanismos de deterioração, como ataque de sulfatos, também podem estar contribuindo para deterioração do concreto.

Não foi conseguida correlação entre o índice de deterioração e algumas propriedades mecânicas, como resistência à compressão e módulo de elasticidade, bem como com a expansão do concreto. Também tentou-se correlacionar em vez de com o índice de deterioração, com alguns sintomas da reação, como fissuras, vazios preenchidos por gel e descolamento pasta/agregado, mas nenhuma correlação foi encontrada.

4.1.4 Determinação dos álcalis totais e solúveis

Os resultados dos ensaios foram obtidos a partir dos relatórios elaborados por FURNAS (1998a) e FURNAS (2002). Os valores individuais dos álcalis totais e solúveis, para cada uma das amostras ensaiadas, encontram-se no Anexo G⁸. Algumas das informações apresentadas neste item foram publicadas por Hasparyk et al (2004a).

A fim de facilitar a análise dos dados, a Figura 4.13 apresenta um comparativo entre o teor de álcalis total médio de cada usina, indicando o desvio padrão dos resultados.

Figura 4.13 - Valor médio do teor de álcalis total, com desvio padrão dos resultados.

⁸ Não foram ensaiadas amostras da tomada d'água de PA III e Moxotó.

Com base nos dados da análise de variância, verifica-se que existe diferença significativa entre os concretos das usinas com relação aos álcalis totais, para um nível de significância de 0,05, conforme dados apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Resultados da análise de variância para os teores de álcalis totais.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Álcalis Totais					
Usina	4	0,4032	4,557	2,728	Significativo
Erro	27	0,0885	-	-	-

Pelo teste de Duncan com comparação múltipla das médias, foi possível verificar a homogeneidade dos concretos das usinas para os álcalis totais. Os resultados indicaram que PA I e PA IV possuem concretos de características bem distintas, pois se encontram em diferentes grupos, já os concretos das demais usinas não apresentam um comportamento muito claro a respeito do teor de álcalis total, uma vez que os agrupamentos se sobrepõem. Os resultados do teste de Duncan encontram-se na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de álcalis totais.

A Figura 4.15 apresenta um comparativo entre o teor de álcalis solúvel médio de cada usina, indicando o desvio padrão dos resultados.

Figura 4.15 - Valor médio do teor de álcalis solúvel, com desvio padrão dos resultados.

Observando os resultados dos álcalis solúveis dos concretos das usinas, verificam-se valores muito elevados para os concretos de PA I, II e III, bem acima do esperado para o teor de álcalis liberado pelo cimento. Já os resultados do concreto de PA IV apresentaram valores baixos, não apenas quando comparados com as demais usinas do complexo, mas baixos inclusive considerando-se apenas a contribuição do cimento.

Uma possibilidade para explicar a diferença encontrada entre os teores de álcalis solúveis da usina PA IV e demais usinas do complexo está, provavelmente, relacionada ao fato do concreto de PA IV ter sido fabricado com cimento com características físico-químicas diferentes dos cimentos das demais usinas. Não existem documentos com os resultados dos ensaios físico-químicos dos cimentos utilizados nos concretos das usinas, nem essa informação foi fornecida pelas cimenteiras da época, apesar de solicitada.

Diferenças tão significativas, e apresentando valores completamente fora do esperado, podem estar relacionadas a outras explicações, como à execução do ensaio, e a própria metodologia adotada. É importante destacar que os ensaios dos concretos de PA I, II e III foram realizados na mesma época e apresentam valores de mesma ordem de grandeza, porém, os resultados de PA IV foram executados em outra época

e, inclusive, por diferentes técnicos. Diante das divergências de resultados, achou-se prudente recomendar a realização de novos ensaios para medir o teor de álcalis totais e solúveis. Tais ensaios serão realizados em amostras de concreto extraídas das usinas e ensaiadas à fluência. Seus resultados serão divulgados em outra oportunidade ao meio técnico.

A Tabela 4.11 apresenta uma síntese com o valor médio, máximo e mínimo do teor de álcalis total e solúvel, por usina

Tabela 4.11 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de determinação dos álcalis total e solúvel.

Usina	Quantidade de amostras	Álcalis totais (%)			Álcalis solúveis (%)		
		Média	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo
PA I	07	3,36	2,62	3,81	1,19	0,88	1,75
PA II	10	2,96	2,66	3,37	1,76	0,96	2,32
PA III	09	3,13	2,81	3,37	2,31	1,07	2,92
PA IV	06	2,71	2,15	3,09	0,09	0,06	0,12

Com relação ao teor de álcalis totais, observa-se que as usinas PA-I, II, III e IV apresentam valores médios próximos, compreendidos na faixa de 3,36% a 2,70% de equivalente alcalino em Na_2O . Esses valores são muito elevados, considerando que o teor de álcalis totais no cimento utilizado nos concretos das usinas era de 1% de equivalente alcalino em Na_2O . Sugere-se que existam outras fontes de álcalis que estejam contribuindo para obtenção de valores tão elevados.

A suposição de que exista outra fonte de álcalis contribuindo para os elevados valores encontrados para os de álcalis totais tende para que seja por conta dos agregados. As usinas não se encontram em ambiente industrial, nem em zona marinha, e a água do reservatório (mesma utilizada na fabricação do concreto), foi analisada e apresentou valores muito baixos de álcalis, como pode ser observado no relatório de ensaio que se encontra no Anexo B. O ensaio de análise petrográfica (item 4.1.6) pode indicar se existem agregados ou fases minerais que possam contribuir com a liberação de álcalis na solução dos poros do concreto. Alguns pesquisadores (Bérubé; Dorion; Rivest, 2000); (Bérubé; Fournier, 2004) comentam sobre a contribuição de álcalis com o tempo por parte de agregados como feldspatos, micas, areias salinas, vidros vulcânicos, zeólitos e outros.

Bérubé; Dorion; Rivest (2000) apresentam valores de álcalis totais em concretos provenientes de agregados variando bastante, a depender do tipo de rocha, encontram-se valores desde 3,4 kg/m³ para rochas graníticas e, de 2,6 kg/ m³ para rochas granito-gnaissicas, até 12,7 kg/ m³ para fonolitos e, 0,2 kg/ m³ para calcários silicosos. Para confirmar tal suposição, serão realizados ensaios, no futuro, para medir o teor de álcalis liberado pelos agregados.

4.1.5 Massa específica

A Tabela 4.12 apresenta uma síntese com o valor médio, máximo e mínimo da massa específica por usina, bem como o desvio padrão e coeficiente de variação dos ensaios nos testemunhos de concreto extraídos das usinas, obtidos a partir dos dados apresentados no relatório FURNAS (2006).

Tabela 4.12 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de massa específica.⁹

Usina	Média (kg/m ³)	Mínimo (kg/m ³)	Máximo (kg/m ³)	Desvio padrão	Coef. variação (%)
PA I	2.328	2.214	2.495	109	4,7
PA IIa	2.388	2.356	2.422	28	1,2
PA IIb	2.417	2.391	2.461	31	1,3
PA III CF	2.355	2.339	2.367	10	0,4
PA III TA	2.405				
MOXOTÓ	2.394				

Os valores individuais das massas específicas, para cada uma das amostras ensaiadas, encontram-se no Anexo H. Os resultados apresentados foram publicados por Lopes et al. (2002). A fim de facilitar a análise dos dados, a Figura 4.16 apresenta um comparativo entre a massa específica média de cada usina, indicando o desvio padrão dos resultados do ensaio.

⁹ Em Moxotó e na tomada d'água de PA III foram ensaiadas apenas duas amostras de um mesmo exemplar. Não foram ensaiadas amostras de PA IV.

Figura 4.16 - Valor médio da massa específica por usina, indicando intervalo de variação dos resultados.

As massas específicas dos concretos das quatro usinas variaram, em termos médios, entre 2.328 kg/m^3 a 2.417 kg/m^3 . Estes valores correspondem a massas específicas usualmente encontradas para os concretos convencionais, tendo como agregado gráúdo granito-gnaisse, com relação a/c de 0,5 e consumo de cimento na faixa de 300 kg/m^3 , ou seja, com características semelhantes aos concretos das usinas em estudo, cuja média gira em torno de 2.330 kg/m^3 , conforme valores apresentados em Furnas (1997). Não foi verifica redução ou acréscimo de massa específica devido a reação álcali-agregado.

Verifica-se que as amostras de PA I foram as que apresentaram as maiores dispersões com relação às das demais usinas, apesar do coeficiente de variação ser de apenas 5%. Tendo em vista ser PA I a usina mais antiga, construída entre 1949 e 1955, supõe-se que os procedimentos de preparação, lançamento, adensamento e controle tecnológico empregados na época da sua construção, viriam explicar a maior dispersão dos resultados. A suposição de que a dispersão estaria associada à influência da qualidade e uniformidade do concreto fabricado na época em que a usina PA I foi construída poderá ser verificada mais adiante em termos de outros parâmetros, como resistência à compressão.

4.16 Análise petrográfica

A metodologia utilizada na análise petrográfica abrangeu os aspectos mineralógicos, estruturais e texturais do concreto, bem como a identificação das características relativas à reação álcali-agregado e à caracterização petrográfica dos agregados. Foram realizadas análises macroscópicas com auxílio do microscópio estereoscópico, microscópicas utilizando microscópio óptico de luz transmitida, e apenas nas amostras de concreto da usina PA IV foi utilizada também a técnica de microscopia eletrônica de varredura. As análises petrográficas das cinco usinas investigadas foram obtidas através dos relatórios elaborados por FURNAS (1998a) e FURNAS (2001a). Os dados mais relevantes são descritos a seguir. Algumas das informações apresentadas neste item foram publicadas por Lopes et al (2002) e Hasparyk et al (2004a).

4.1.6.1 Aspectos estruturais e texturais do concreto

De uma maneira geral, verificou-se que os concretos apresentaram aspectos usuais, tais como coloração cinza escuro, distribuição homogênea dos constituintes, proporção normal a ligeiramente argamassado em termos de constituintes, aderência normal pasta/agregado, com algumas deficiências esporádicas, adensamento e porosidade normais, carbonatação ausente. Não foram observadas diferenças significativas nas amostras analisadas das cinco usinas no que diz respeito a estes aspectos.

Com relação aos sintomas da RAA, constataram-se nos testemunhos de uma mesma usina algumas diferenças, conforme pode ser observado na Tabela 4.13, adaptada de Lopes et al (2002).

Tabela 4.13 - Características relativas à reação álcali-agregado dos testemunhos de concreto das usinas (adaptado de Lopes et al (2002)).

Identificação do testemunho		Borda de RAA	Microfissuras no agregado	Microfissuras na pasta	Microfissuras na interface	Poros ou fissura preenchidos ¹⁰
El.144V(0-1)	PA I	Ausente	Presente	Ausente	Ausente	Presente
El.144V(0-1)			Ausente		Presente	
El.144V(0-1)		Presente	Presente	Ausente	Ausente	
El.144V(1-2)			Ausente			
El.144V(1-2)			Ausente	Ausente		
El.144H(1-2)		Ausente	Ausente			
El.142,8V(2-3)	PA II	Presente	Presente	Presente	Ausente	Presente
El.142,8V(2-3)				Ausente	Ausente	
El.142,8V(2-3)		Ausente	Ausente			
El.142,8(2-3)		Ausente	Ausente			
El.144,3H(0-1)		Presente	Presente		Presente	
El.135H(1-2)					Presente	
El.135H(1-2)		Presente	Ausente			
El.142,5H(0-1)	PA III - CF	Presente	Presente	Ausente	Presente	Presente
El.141V(0-1)			Ausente		Ausente	
El.141V(2-3)			Presente		Presente	
El.134H(2-3)		Ausente				
El.134H(0-1)		Presente	Ausente			
El.134H(0-1)	PA III - TA	Ausente	Presente	Presente	Presente	
El.212H(1-2)		Presente				
El.212H(2-3)		Ausente				
El.212H(1-2)		Presente	Ausente	Ausente		
El.216,9H(0-1)		Ausente	Ausente	Ausente		
El.216,9H(1-2)		Ausente	Ausente	Ausente		
El.216,9H(0-1)						
El.214H	MX	Presente	Presente	Ausente	Presente	Presente
El.214H				Presente	Ausente	

Nos testemunhos de PA-IV observa-se que poucos poros estão preenchidos ou semi-preenchidos por material branco, de produtos da reação, há presença de bordas de reação em torno das partículas de poucos agregados, assim como microfissuras nas partículas de agregado graúdo. Não foram identificadas fissuras na argamassa (LOPES et al., 2002).

4.1.6.2 Caracterização petrográfica

Quanto à origem dos agregados pode-se dizer que o agregado graúdo foi obtido através da britagem de rochas de natureza ígnea e metamórfica e que o agregado miúdo é constituído de partículas arredondadas provenientes de areia de rio ou

¹⁰ Os poros e fissuras apresentam-se preenchidos por material branco, provavelmente gel.

subangulosas a angulosas obtidas do processo de britagem de rochas graníticas e quartzíticas.

A Tabela 4.14 apresenta as principais litologias dos agregados graúdos dos testemunhos examinados das cinco usinas, podendo-se considerar como a composição principal feldspato, quartzo, biotita e muscovita.

Tabela 4.14 - Litologias dos agregados graúdos identificados nos vários testemunhos de concreto analisados (adaptado de Lopes et al (2002)).

UHE	Litologias identificadas nos agregados
PA I	Granito, biotita gnaiss e biotita granito
PA II	Granito e anfibólio gnaiss
PA III	Granito e biotita granito
PA IV	Granito, biotita gnaiss, biotita granito, anfibolito e anfibolito biotita gnaiss
MX	Granito, anfibolito e biotita.

Com relação à potencialidade reativa dos agregados, em todas as amostras identificadas encontram-se feldspatos alcalinos (k-feldspatos), quartzo deformado e grão de quartzo estirado, este último apenas nas amostras de PA I.

No artigo publicado por Pecchio et al. (2006) sobre os produtos da reação álcali-silicato em concretos de edificações da região metropolitana do Recife, os pesquisadores classificam os agregados reativos como “granitóides”, compreendidos por rocha de composição quartzo-feldspática, como granitos, granodioritos, gnaiss e migmatitos. O principal mineral reativo considerado responsável pela reação álcali-agregado é o quartzo tensionado, deformado e cisalhado e o feldspato alcalino é indicado como um possível cúmplice neste processo de reação. Os agregados e minerais encontrados nos concretos das fundações de edificações no Recife se assemelham bastante aos dos concretos das usinas em estudo, ou seja, do tipo granitóides.

No item 4.1.4, teores de álcalis totais e solúvel, foi levantada a possibilidade de existir contribuição de álcalis por parte dos agregados. Bérubé, Fournier (2004) comentam que muitas investigações de campo e laboratório em amostras de concreto, argamassa e agregados sugerem que alguns agregados ou fases minerais presentes nas partículas dos agregados podem, com o tempo, contribuir com a liberação de álcalis na solução dos poros do concreto, e que, dentre vários minerais,

os agregados ricos em feldspato são um dos mais suscetíveis à liberação de álcalis na solução dos poros do concreto, que é o caso dos agregados das usinas investigadas.

Abaixo foi dado destaque a algumas características, citadas no relatório de FURNAS (2001a), que indicam potencialidade reativa nos minerais encontrados em alguns dos testemunhos investigados, por usina.

- Amostras de Paulo Afonso I

Do ponto de vista da potencialidade reativa, identificaram-se os feldspatos alcalinos (k-feldspatos) e o quartzo deformado. Em uma das amostras foi verificada uma fina película opaca, no contato do agregado com a argamassa (borda de reação), além de freqüentes poros preenchidos por material quase isótropo, sugerindo a ocorrência de RAA. Nas demais amostras, entretanto, não foram observados indícios de reação, apesar das características mineralógicas reativas acima mencionadas.

- Amostras de Paulo Afonso II

Do ponto de vista da potencialidade reativa, foram identificados os feldspatos alcalinos (microclina) e o quartzo deformado.

Em uma das amostras foi verificada a presença de material incolor quase isótropo, com possibilidade de consistir produto da RAA. Nas demais amostras não foram observadas características relativas à RAA. Em outra amostra foi identificada a presença de feldspatos saussuritizados, com alterações argilosas, que podem favorecer a ocorrência de reações expansivas.

- Amostras de Paulo Afonso III

Do ponto de vista da potencialidade de reações expansivas, foram identificados os feldspatos alcalinos (microclina) e o quartzo deformado.

Em uma das amostras foi observada forte extinção ondulante do quartzo, quando comparada às demais amostras analisadas, além de fissuração e fragmentação do quartzo e do feldspato. Características de encurvamento das lamelas de geminação do feldspato foram observadas nesta mesma amostra, assim como quartzo com

contatos suturados em outra amostra, relacionadas ao metamorfismo e processo de deformação da estrutura cristalina da rocha.

- Amostras Paulo Afonso IV

Do ponto de vista da potencialidade de reações expansivas, foram identificados os feldspatos alcalinos (k-feldspatos) e o quartzo deformado.

Cabe ressaltar que para esta usina os estudos foram complementados por meio do microscópio eletrônico de varredura (MEV), juntamente com a técnica de espectrometria de energia dispersiva (EDS). Tais análises permitiram a identificação de partículas com morfologia acicular e composição química (alumínio, cálcio, enxofre e traços de silício e ferro) características do mineral etringita (trisulfoaluminato de cálcio), estando estas dentro dos poros do concreto e dispersas nas microfissuras da argamassa. Também puderam ser observados géis gretados preenchendo poros do concreto e bordas de RAS contornando alguns agregados.

Foram verificados cristais de etringita em algumas das amostras, podendo ser de hidratação ou neoformada, uma vez que não foi classificada como etringita secundária. Em um furo de sondagem da fundação da usina PA I, na época de sua construção, foi mencionada a presença de pirita. Apesar do documento (ver item 3.3.1) só apresentar a análise petrográfica realizada em três amostras de um único furo de sondagem e, a pirita ter aparecido apenas em uma das três amostras, talvez esteja ocorrendo além da reação álcali-agregado, outro tipo de deterioração, o ataque por sulfato. Para se comprovar este fato seria interessante realizar investigações futuras através da análise de opacos para identificar a existência de sulfetos nos minerais presentes nos agregados do concreto das usinas.

- Amostra de Moxotó

Do ponto de vista da potencialidade reativa estão presentes os feldspatos alcalinos (k-feldspatos) e o quartzo deformado.

Como destacado por Pecchio et al. (2006), através dos ensaios e análises percebe-se que a intensidade e o efeito da RAA variam significativamente dentro de uma mesma obra e entre os corpos de prova extraídos, sendo mais expressivas, possivelmente nos

locais sujeitos a gradientes significativos de umidade e temperatura. Na extração das amostras de concreto da tomada d'água e vertedouro da usina PA IV, que fazem parte de uma nova campanha de acompanhamento da RAA por parte da CHESF a autora percebeu, visualmente, a ocorrência de agregados com bordas de reação ao lado de outros sem bordas, indicando que a cinética da reação é bastante heterogênea.

Kihara; Sbrighi; Pecchio (2006) realizaram uma avaliação prática da previsão da reação álcali-silicato de rochas granitóides através da determinação do índice de reatividade potencial (IRP) de amostras de concretos em algumas estruturas. O IRP foi proposto por Rodrigues; Kihara; Sbrighi. (1997) devido à dificuldade que existe em prever a reatividade potencial em rochas granitóides e fundamenta-se em parâmetros relacionados com as características microscópicas do agregado, tipo de obra e condições ambientais. Apesar da análise petrográfica não ter sido realizada enfocando os parâmetros propostos por Rodrigues; Kihara; Sbrighi (1997), procurou-se calcular o IRP a partir dos dados existentes do ensaio petrográfico nas amostras extraídas das usinas.

O parâmetro relacionado à porcentagem de quartzo microgranular não pode ser computado, pois esse dado não consta nos relatórios da análise petrográfica. Calculou-se o IRP considerando os menores e maiores valores atribuídos a este parâmetro. O IRP das cinco usinas foi bastante semelhante variando entre 15 e 28, o primeiro valor considerando a menor porcentagem de quartzo microgranular, e o segundo, a maior porcentagem de quartzo microgranular. Para o intervalo de IRP calculado, o agregado seria classificado como potencialmente reativo ($12 < \text{IRP} < 20$) ou reativo ($\text{IRP} > 20$), obtendo-se uma boa correlação entre o IRP e as amostras de concreto extraídas das usinas.

4.2 Propriedades mecânicas e elásticas

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas e elásticas do concreto: resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e fluência.

Algumas das informações apresentadas neste item foram publicadas por Lopes et al (2002) e Hasparyk et al (2004b).

4.2.1 Resistência à compressão

A Figura 4.17 apresenta os resultados médios e o desvio padrão dos ensaios de resistência à compressão dos concretos das usinas obtido a partir dos relatórios Furnas (1998b) e Furnas (2006). Os resultados individuais por usina para as várias amostras de concreto ensaiadas encontram-se apresentados em tabelas localizadas no Anexo I.

Figura 4.17 - Resultados médios e desvio padrão do ensaio de resistência à compressão para os testemunhos das usinas

Através dos resultados da análise de variância, foi verificada diferença significativa com relação à resistência à compressão dos concretos das usinas, conforme Tabela 4.15. Com a intenção de verificar se existe influência da profundidade em que a amostra se encontrava na resistência à compressão dos concretos, foi realizada análise de variância e não foi observada diferença significativa devido à profundidade de onde os corpos de prova foram extraídos, conforme resultados apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.15 - Resultado da análise de variância para resistência à compressão, tendo como variável a usina.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	6	290,35	6,803	2,3717	Significativo
Erro	35	4,68	-	-	-

Tabela 4.16 - Resultado da análise de variância para resistência à compressão, tendo como variável a profundidade.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Profundidade	2	4,93	0,0503	3,2945	Não Significativo
Erro	32	97,88	-	-	-

Como só foram ensaiadas amostras até a profundidade máxima de 3 m, talvez não tenha ocorrido variação de comportamento da resistência à compressão com a profundidade, pois as profundidades investigadas eram superficiais. Caso houvesse resultados de resistência à compressão a profundidades maiores, como por exemplo 10 m e 20 m num mesmo furo, poder-se-ia avaliar de maneira mais significativa se existe influência da profundidade na resistência à compressão dos concretos das usinas em estudo. Dentre outros autores, Shayan; Wark; Moulds (2000) apresentam um estudo sobre o diagnóstico e reabilitação da estrutura de concreto da barragem de Canning, construída entre 1933 e 1940, na Austrália, e dentre outros resultados, mostram que a resistência à compressão diminui ao longo da profundidade, em função do concreto se apresentar mais deteriorado. Neste estudo foram extraídos testemunhos entre 2 m e 67m de profundidade.

Visando a agrupar concretos com comportamentos semelhantes com relação à resistência à compressão, foi realizada comparação múltipla de médias pelo teste de Duncan e foram formados quatro agrupamentos, conforme Figura 4.18.

Figura 4.18 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de resistência à compressão.

Analizando os agrupamentos, percebe-se que os concretos de PA I e Moxotó apresentam características bem distintas com relação à resistência à compressão, que as duas etapas de PA II não pertencem ao mesmo grupo, ou seja, se comportam de maneira diferente com relação à resistência à compressão e que o concreto da tomada d'água e da casa de força de PA III se comportam de maneira semelhante com relação a esta propriedade.

Observa-se que em termos médios, os valores mais baixos de resistência à compressão foram obtidos para PA I, com valores médios para PA II, III e IV, e valores mais elevados para Moxotó. No entanto, apenas as duas amostras ensaiadas em Moxotó, com resultados relativamente altos, são estatisticamente não confiáveis. Para se chegar a uma conclusão a respeito do desempenho dos concretos das usinas quanto à resistência à compressão, seria necessário que mais ensaios fossem feitos, abrangendo mais pontos de investigação.

Uma possível explicação para os baixos valores apresentados em PA I pode estar relacionada à qualidade do concreto desta usina, na época da construção. Por se tratar da usina mais antiga, talvez os procedimentos de preparação, lançamento, adensamento e controle tecnológico empregados na época de sua construção ainda não fossem tão bem controlados. Esta suposição foi levada em consideração também pelo fato das resistências de PA I apresentar um elevado coeficiente de variação de 34%, inclusive bem maior do que os apresentados para o concreto das demais usinas,

conforme valores apresentados no Anexo I. A maior variação dos resultados do concreto de PA I quando comparado aos das demais usinas também foi mencionado no item 4.1.5 para o ensaio de massa específica.

Outra explicação poderia ser a de que o concreto destas estruturas foi especificado, no projeto, com menor resistência à compressão se comparado com as demais, porém, como não existem dados do controle tecnológico do concreto nem da resistência à compressão de projeto de algumas das usinas, esta suposição não poderá ser verificada.

A fim de comparar a resistência à compressão dos testemunhos de concreto extraídos das usinas com idade variando entre 20 e 50 anos, com a resistência a compressão de projeto, para os 28 dias de idade, foi utilizada a equação de correlação de crescimento da resistência à compressão do cimento com o tempo a longas idades, proposta por Helene (1987). A equação (5) descreve a expressão da correlação utilizada, que é função não só do tempo e do tipo de cimento, mas também da relação água/cimento, podendo ser estendida para a previsão do crescimento de concretos.

$$\text{Log } (f_{ccj}/f_{ccm28}) = k_9 + k_{10} \times 1/t^{1/2} \quad (5)$$

Onde:

f_{ccj} = resistência do concreto a idade de j dias, utilizando um determinado tipo de cimento e relação a/c.

f_{ccm28} = resistência à compressão média do concreto à idade de 28 dias, utilizando um determinado tipo de cimento e de relação a/c.

k_9 e k_{10} = coeficientes que são função do tipo de cimento e da relação a/c empregada.

Apesar de existirem outras equações de correlação de crescimento de resistência com o tempo, como as propostas por Tango (1990), optou-se pela proposta por Helene (1987), uma vez que os cimentos utilizados para obtenção desta correlação foram de amostras fornecidas por todas as fábricas instaladas no território nacional, na década de 1980 e se assemelham mais aos cimentos utilizados para fabricação dos concretos das usinas.

A usina PA IV é a única que possui as informações necessárias para a realização da previsão de crescimento da resistência à compressão com a idade. Para o cimento CP 32, utilizado no concreto de PA IV, e relação a/c de 0,53, os coeficientes da equação (5) seriam para k_9 igual a 0,16553 e para k_{10} igual a -0,87973. Aos 19 anos de idade, período entre operação da usina e realização do ensaio, o crescimento da resistência à compressão para o concreto de PA IV seria de 1,43. Como a resistência à compressão média do concreto aos 28 dias (ver item 3.3.4) foi de 25,9 MPa, pela previsão de crescimento proposta por Helene (1987), aos 19 anos o concreto teria resistência à compressão de 37 MPa. As médias dos resultados para PA IV foram de 35,9 MPa, muito próxima do valor encontrado na previsão de crescimento, indicando que a RAA, aparentemente, não afetou a resistência à compressão do concreto de PA IV, apesar do universo amostrado ser reduzido para que tal conclusão seja estatisticamente correta.

Os locais das usinas de onde foram extraídas as amostras de concreto foram visitados e não foi observado nível de deterioração e microfissuração avançado nas estruturas. Isto talvez justifique o fato de não ter ocorrido redução da resistência à compressão devido a RAA.

Alguns estudos divulgados que relatam a influência da RAA sobre a resistência à compressão do concreto mostram diferentes comportamentos, indicando que o comportamento dos concretos frente à RAA não é universal. Castro et al. (1997) comparou algumas propriedades do concreto afetado pela RAA da UHE Furnas, após 32 anos, com os resultados da reconstituição de dosagem, e verificou que a resistência à compressão do concreto praticamente não variou devido à reação. Estudos desenvolvidos por Smaoui et al (2004) sobre propriedades mecânicas de concretos afetados pela RAA em amostras cilíndricas ($\phi 10$ cm x 20 cm) de concreto, fabricados com agregados de diferentes reatividades, indicaram queda de até 16% da resistência à compressão, quando comparada à resistência em amostras de concreto

com expansões de 0,1%¹¹ e a resistência do mesmo concreto aos 28 dias, sem ter sido submetido a tratamento para acelerar o desenvolvimento da RAA. Já os estudos desenvolvidos por Hasparyk (2005), em amostras de testemunhos extraídas da galeria do vertedouro da usina Furnas, e classificadas, segundo inspeção visual, em três níveis de deterioração, mostram aumento de resistência no concreto classificado como de deterioração intermediária e decréscimo da resistência para a classe mais deteriorada e menos deteriorada, indicando a influência do nível de deterioração nos resultados de resistência à compressão.

4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

A Figura 4.19 reúne os resultados médios e o desvio padrão dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral dos concretos das usinas obtidos a partir do relatório Furnas (2006). Os resultados individuais por usina¹² para as várias amostras de concreto ensaiadas encontram-se apresentados em tabelas localizadas no Anexo J. Alguns dos resultados aqui apresentados foram publicados por Lopes et al. (2002) e Hasparyk et al. (2004b).

¹¹ Para acelerar o desenvolvimento da reação, as amostras foram estocadas em tanques, com umidade superior a 95% e 38°C de temperatura.

¹² Não foram realizados ensaios de tração por compressão diametral para PA IV e Moxotó.

Figura 4.19 - Resultados médios e desvio padrão do ensaio de resistência à tração por compressão diametral para os testemunhos das usinas.

Através dos resultados da análise estatística por análise de variância¹³, para um nível de significância de 0,05, foi verificada diferença significativa entre o concreto das usinas para a resistência à tração, conforme Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Resultado da análise de variância para resistência à tração por compressão diametral, tendo como variável a usina.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	4	0,6427	3,9575	2,9277	Significativo
Erro	18	0,1624	-	-	-

Percebe-se, no entanto, que ao se comparar apenas os valores médios, a resistência à tração dos concretos das usinas possui valores próximos. No agrupamento de concretos com comportamentos semelhantes com relação à resistência à tração, através da comparação múltipla de médias pelo teste de Duncan, foram formados apenas dois agrupamentos, conforme Figura 4.20. Isto indica uma maior homogeneidade entre os concretos das usinas para a resistência à tração, quando comparado com a resistência à compressão.

¹³ Para análise de variância foi descartado o resultado de resistência à tração de 1,38 MPa, do concreto da tomada d'água de PA III.

Figura 4.20 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Observa-se também, que os concretos das duas etapas de PA II não pertencem ao mesmo grupo, ou seja, comportam-se de maneira diferente com relação à resistência à tração, e que o concreto da tomada d'água e da casa de força de PA III se comportam de maneira semelhante com relação à propriedade de resistência à tração.

Observa-se que em termos médios, os valores mais baixos de resistência à tração foram obtidos para a tomada d'água de PA III, com valores médios para PA I, PA IIa e casa de força de PA III, e valores mais elevados para PA IIb. Os resultados mostram uma grande variação entre os valores de resistência à tração por compressão diametral para uma mesma usina, como pode ser observado pelo coeficiente de variação apresentado no Anexo J.

A relação média entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão para os concretos das usinas encontra-se na Tabela 4.18. Pereira Neto; Djanikian (1995), obtiveram relações de aproximadamente 10%, para concretos de baixa resistência e relações de até 5%, para concretos de elevada resistência, apesar de não especificar o nível de resistência considerado, nem o mais alto nem o mais baixo (ANDRADE, 2001). A relação encontrada para os concretos das usinas está dentro da faixa esperada (5% - 10%), conforme apresentado no gráfico da Figura 4.21 e, como não houve queda da resistência à compressão, pode-se dizer que não há repercussão negativa da RAA na resistência à tração para os concretos estudados. Salienta-se que o universo amostrado é muito reduzido, podendo apenas indicar uma tendência de comportamento.

Tabela 4.18 - Relação média entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão.

Usina	Relação R_t/R_c (%)
UHE PA I	10,0
UHE PA IIa	7,2
UHE PA IIb	7,5
UHE PA III TA	5,7
UHE PA III CF	7,4

Nos estudos desenvolvidos por Smaoui et al. (2004), o autor mostra a redução na resistência à tração por compressão diametral de até 24% em concretos com expansões de 0,1%, quando comparados com as do concreto de mesma dosagem aos 28 dias, sem ataque para aceleração da RAA, em amostras moldadas em laboratório. O autor comenta sobre a influência da fissuração existente na superfície das amostras na redução da resistência à tração, mostrando que o nível de deterioração do concreto e distribuição das fissuras influenciam de forma distinta as propriedades mecânicas do concreto. Hasparyk (2005) em seus estudos nos testemunhos de concreto do vertedouro da UHE Furnas comenta que existe uma tendência, embora pequena, de crescimento da resistência à tração por compressão diametral, porém, que não são observadas diferenças significativas com relação a esta propriedade para diferentes níveis de deterioração, sugerindo a menor sensibilidade desta propriedade em concretos afetados pela RAA.

Figura 4.21 - Nuvem de pontos dos resultados individuais por furo para cada usina, dos resultados médios por usina e, faixa de variação esperada para relação da resistência à tração e resistência à compressão.

4.2.3 Módulo de elasticidade

A Figura 4.22 apresenta os resultados médios, juntamente com o desvio padrão, do ensaio de módulo de elasticidade para os testemunhos de concreto extraídos das usinas obtidos a partir dos relatórios Furnas (1998b) e Furnas (2006). Os resultados individuais por usina para as várias amostras de concreto ensaiadas encontram-se apresentados em tabelas localizadas no Anexo K. Alguns dos dados aqui apresentados foram publicados por Lopes et al. (2002) e Hasparyk et al. (2004b).

Figura 4.22 - Resultados médios com desvio padrão do ensaio de módulo de elasticidade para os testemunhos das usinas.

Através dos resultados da análise de variância¹⁴, foi verificada diferença significativa entre o concreto das usinas com relação ao módulo de elasticidade, conforme Tabela 4.19.

¹⁴ Para análise de variância foi descartado um resultado (24,78 GPa) do concreto ensaiado da UHE PA I.

Tabela 4.19 - Resultado da análise de variância para módulo de elasticidade, tendo como variável a usina.

	Grau de liberdade	MQ	F _{calculado}	F _{tabelado}	Interpretação
Usina	6	44,19	4,624	2,3358	Significativo
Erro	40	9,56	-	-	-

Visando a agrupar concretos com comportamentos semelhantes com relação ao módulo de elasticidade, foi realizada comparação múltipla de médias pelo teste de Duncan, e foram formados quatro grupos, conforme Figura 4.23.

Figura 4.23 - Agrupamento formado pelo teste de Duncan, para os ensaios de módulo de elasticidade.

Analizando os agrupamentos, percebe-se que os concretos de PA I e Moxotó apresentam características bem distintas e que as duas etapas de PA II não pertencem ao mesmo grupo, ou seja, se comportam de maneira diferente. Com relação às outras usinas, o comportamento é complexo em virtude dos grupos se sobreporem. Com relação à homogeneidade dos concretos, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão formaram agrupamentos semelhantes.

Da mesma forma que para a resistência à compressão observa-se que, em termos médios, os valores mais baixos de módulo de elasticidade foram obtidos para PA I, com valores médios para PA IIa, III e IV, e valores mais elevados para PA IIB e Moxotó. Vale salientar que para Moxotó o resultado é a média de apenas duas amostras.

Foi obtida uma boa correlação entre as resistências à compressão média e os módulos de elasticidade médio dos concretos das usinas. A curva com a correlação encontrada apresenta-se na Figura 4.24, plotada juntamente com a correlação proposta pela NBR-6118/2003¹⁵.

Figura 4.24 - Correlação encontrada entre a média dos resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade das usinas e comparação com a correlação proposta pela NBR-6118/2003.

Analisando as curvas, nota-se o paralelismo entre as mesmas, indicando um comportamento bem semelhante entre resistência e módulo, independentemente do concreto estar ou não afetado pela RAA. Observa-se uma queda de aproximadamente 35% do módulo de elasticidade das amostras das usinas, com relação ao comportamento de concretos não afetados pela reação, segundo correlação apresentada pela NBR-6118/2003. Vale destacar que o universo amostrado é muito reduzido para se afirmar que esta correlação é universal para concretos com RAA, ela apenas indica o comportamento dos concretos ensaiados neste estudo. Hasparyk (2005), em seus estudos, menciona que apesar de verificar queda do módulo de elasticidade à medida em que o nível de deterioração aumenta, não encontrou correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

¹⁵ Correlação indicada pela NBR-6118/2003 para módulo de elasticidade secante.

Com relação ao módulo de elasticidade, os estudos relatados por vários pesquisadores mostrando a influência da reação álcali-agregado nesta propriedade indicam que esta grandeza é afetada pela reação, uma vez que sempre é comentado um decréscimo do módulo de elasticidade, apesar desta redução ser variável. Estudos desenvolvidos por Larive (1997) indicam que a influência da RAA no módulo de elasticidade é significativa, e proporciona reduções da ordem de 30%. Estudos realizados por Castro et al. (1997) indicam redução de até 50% do módulo em testemunhos de concreto extraídos de algumas estruturas da usina Furnas, quando comparado com os valores de módulo do concreto da reconstituição de dosagem. Nos estudos apresentados por Smaoui et al. (2004) ocorrem quedas de até 54% no módulo em concretos com expansões de 0,39%, quando comparados com as do concreto de mesma dosagem aos 28 dias, sem ataque para aceleração da RAA.

4.2.4 Coeficiente de Poisson

A Tabela 4.20 apresenta uma síntese com a quantidade de amostras ensaiadas por usina e o valor médio, máximo e mínimo do coeficiente de Poisson. Como foram ensaiadas poucas amostras, não foram calculados o desvio padrão, nem o coeficiente de variação dos ensaios. Os valores individuais do ensaio encontram-se no Anexo K. Os resultados foram obtidos a partir dos resultados de ensaios realizados no laboratório de FURNAS.

Tabela 4.20 - Resumo dos valores obtidos no ensaio de coeficiente de Poisson.¹⁶

Usina	Quantidade de amostras	Média	Mínimo	Máximo
PA I	03	0,26	0,24	0,28
PA IIb	02	0,25	0,24	0,25
PA III CF	04	0,25	0,24	0,25
PA III TA	02	0,24	0,21	0,27

Os coeficientes de Poisson dos concretos das quatro usinas variaram, em termos médios, entre 0,24 a 0,26. Estes valores correspondem a coeficientes usualmente encontrados para os concretos convencionais, tendo como agregado graúdo ganisse,

¹⁶ Não foram ensaiadas amostras em PA IIa, PA IV e Moxotó.

com resistência à compressão em torno de 20 MPa a 25 MPa, relação a/c de 0,5 e consumo de cimento na faixa de 300 kg/m³, ou seja, de características semelhantes aos concretos das usinas em estudo, que apresentam coeficientes de Poisson aos 365 dias em torno de 0,22, conforme valores apresentados em Furnas (1997). Não foi verificado, portanto, nenhuma redução ou acréscimo no coeficiente de Poisson devido à reação álcali-agregado.

4.2.5 Fluência

A Figura 4.25 apresenta os resultados médios, juntamente com o desvio padrão, da taxa de fluência específica¹⁷, que representa a velocidade de deformação específica nos testemunhos de concreto extraídos das usinas¹⁸. Os resultados individuais, por usina, para as várias amostras de concreto ensaiadas no Laboratório de Furnas encontram-se apresentados em tabelas e gráficos localizados no Anexo L.

¹⁷ A taxa de fluência específica é o coeficiente angular da curva logarítmica da fluência específica x tempo, desconsiderando a parcela relativa a deformação elástica. Entende-se por fluência específica como sendo a deformação por fluência por unidade de tensão aplicada.

¹⁸ Não foram ensaiadas amostras de Moxotó, PA IV e da tomada d'água de PA III.

Figura 4.25 - Resultados médios com desvio padrão da taxa de fluência específica para os testemunhos das usinas.

A Tabela 4.21 apresenta uma síntese com a quantidade de amostra ensaiada por usina, o valor médio, máximo e mínimo da taxa de fluência específica e o desvio padrão e coeficiente de variação do ensaio.

Tabela 4.21 - Resumo dos valores obtidos para a taxa de fluência específica

Usina	Quantidade de amostras ¹⁹	Média	Mínimo	Máximo	Desvio padrão	Coeficiente de variação
		(10 ⁻⁶ /ln(d) xMPa)				
PA I	04	3,43	2,81	4,09	0,70	20,50
PA IIa	04	3,31	2,78	3,70	0,44	13,20
PA IIb	06	2,11	1,79	2,41	0,28	13,17
PA III CF	04	2,25	1,93	2,67	0,33	14,87

Calculando-se a taxa de fluência específica a partir dos dados fornecidos em Furnas (1997), para dois concretos²⁰ da usina nuclear de Angra dos Reis, com características que se assemelham aos dos concretos das usinas hidrelétricas PA I, II e III, obteve-se

¹⁹ Algumas amostras não tiveram suas curvas ajustadas e o coeficiente de fluência calculado devido à inconsistência no resultado, apresentando comportamento não-típico da fluência.

²⁰ Concretos fabricados com agregado gnaiss, cimento sem adição mineral, consumo de cimento de 336 kg/m³ e 400 kg/m³, e relações a/c de 0,45 e 0,55, respectivamente.

valores de $4,745 \cdot 10^{-6}/\ln(\text{dias}) \times \text{MPa}$ e $4,278 \cdot 10^{-6}/\ln(\text{dias}) \times \text{MPa}$, quando submetidos a carga após um ano de idade.

Barrios (2002) realizou dentre outros, ensaios de fluência em alguns testemunhos de concreto extraídos nas galerias de duas barragens afetadas pela RAA. O concreto de uma delas, a barragem de *Belesar*, tem características semelhantes aos concretos em estudo. *Belesar* tem 129 m de altura e fica localizada no rio *Miño*, município de *Chantada* (Espanha). O término de construção da barragem foi em 1963 e na época da realização dos ensaios o concreto tinha 39 anos de idade. O concreto foi fabricado com agregado granito, cimento sem adição mineral, com 0,6 de relação a/c e resistência à compressão aos 28 dias de 32,5 MPa. A taxa de fluência específica média obtida nas pesquisas de Barrios (2002) para o concreto da barragem *Belesar* foi de $4,3814 \cdot 10^{-6}/\ln(\text{dias}) \times \text{MPa}$, quando submetido a uma carga constante de 10 MPa, carga esta de mesma ordem de grandeza das aplicadas nas amostras das usinas do Complexo Paulo Afonso.

Percebe-se, pelos dados da Tabela 4.21, que a velocidade de deformação dos concretos das usinas PA I, II e III são inferiores aos de *Belesar* e Angra dos Reis. A taxa de fluência para o concreto da barragem *Belesar* é semelhante à obtida para a usina nuclear de Angra dos Reis, apesar do concreto da primeira ter 39 anos quando submetido ao carregamento e a dos concretos da segunda, um ano. Portanto, pode-se dizer que a RAA teve, por enquanto, pouca influência na fluência dos concretos das usinas PAI, PAII e PAIII.

Observando os dados apresentados na Figura 4.25 e na Tabela 4.21, percebe-se a grande variação e dispersão dos resultados. Se compararmos com as outras propriedades mecânicas apresentadas neste estudo a fluência, dentre todas, é a propriedade que apresenta maior dispersão de resultados de ensaios. Vale ressaltar que os ensaios foram realizados em testemunhos de concretos e não em corpos-de-prova moldados, ou seja, as amostras ensaiadas já não são semelhantes por natureza, intensificando ainda mais as variações de resultados, além das deformações terem sido medidas por extensômetros colados nos testemunhos de concreto.

5. CONCLUSÕES

A reação álcali-agregado afeta a durabilidade do concreto e, apesar de ter sido divulgada desde a década de 40, ainda não foi descoberta uma maneira eficaz de controlar sua evolução depois que a mesma estabeleceu seu curso. Existem muitos estudos a respeito da influência da RAA nas propriedades do concreto, porém, os resultados não são universais, em virtude de inúmeros fatores influenciarem o desenvolvimento da reação, tais como: tipo de agregado, tipo do cimento, condições ambientais, restrição imposta às estruturas, carregamento imposto às peças, entre outros.

Visando a conhecer a influência da reação nas propriedades dos concretos das usinas hidrelétricas do complexo Paulo Afonso, em operação entre 20 e 50 anos, e tomando como informações dados existentes da época da fabricação, foram realizados ensaios em testemunhos extraídos em algumas partes das estruturas das usinas. A partir da análise dos resultados dos ensaios foram obtidas algumas conclusões apresentadas a seguir.

5.1 Conclusões específicas e gerais

As considerações serão apresentadas por partes, por propriedade analisada e procurando manter a seqüência da análise e discussão dos resultados do Capítulo 4. As conclusões obtidas a partir dos resultados dos estudos de casos são válidas apenas para as condições e materiais estudados.

5.1.1 Conclusões específicas

5.1.1.1 Propriedades físicas, química e mineralógica.

- Como os ensaios foram realizados em campanhas anteriores ao desenvolvimento deste estudo, não foi possível classificar o nível de deterioração das amostras, porém, as estruturas de concreto de onde as mesmas foram extraídas, visualmente não se apresentam muito fissuradas ou deterioradas.

- Percebe-se nitidamente a heterogeneidade da reação. Observando visualmente os locais estudados, nota-se que em alguns lugares o concreto apresenta muitas feições típicas da RAA, como poros preenchidos por material esbranquiçado, borda em torno dos agregados e fissuras no agregado. Distanciando apenas em poucos centímetros, não se consegue observar nenhuma dessas feições no concreto. Isto indica que a RAA se desenvolve de maneira variável na massa de concreto, portanto as conclusões de estudos realizados em concretos extraídos de estruturas afetadas pela reação álcali-agregado são muito pontuais, e generalizá-las é um erro.
- Em todas as amostras submetidas à análise petrográfica foram observadas feições da reação álcali-agregado, indicando a potencialidade reativa dos minerais. A reação dos concretos das usinas é do tipo álcali-sílica, mais especificamente álcali-silicato. Os agregados são classificados como granito-gnaiss e os principais minerais reativos são o quartzo deformado e os feldspatos alcalinos. Nota-se a presença de alguns minerais, como feldspatos alcalinos e micas, suscetíveis à liberação de álcalis na solução dos poros do concreto, podendo contribuir para a continuidade da reação.
- Segundo limites sugeridos pela ASTM C 1260, a partir dos resultados dos ensaios de expansão acelerada em barras de argamassa, os agregados utilizados na fabricação dos concretos das usinas seriam classificados como inócuos, pois as expansões aos 16 dias de idade foram sempre inferiores a 0,10%. A partir da constatação dos danos causados pela instalação da RAA nas usinas estudadas conclui-se que este limite não é aplicável para as litologias das rochas em estudo. As curvas crescentes de expansão, mesmo após os 60 dias de ensaio, indicam elevada reatividade dos agregados dos concretos das usinas.
- Os resultados dos ensaios de expansão em concreto mostram o elevado potencial reativo dos concretos, mesmo estando reagindo há décadas. As expansões nos concretos submersos em água são inferiores às dos submersos em solução alcalina, como era de se esperar. Em ambas as

condições de exposição, as expansões se mostraram significativas até os 60 dias de ensaio, mesmo período em que as variações de massa das amostras de concreto praticamente se estabilizaram. Conforme demonstrado por outros autores (Larive; Laplaud; Coussy, 2000); (Hasparyk, 2005), as expansões não devem ter ocorrido apenas devido à saturação das amostras, mas também, ao efeito combinado desta com a adsorção de água pelo gel formado na reação, provocando expansões residuais significativas. Através da análise petrográfica e do índice de deterioração, foi identificado gel em praticamente todas as amostras. Isto sugere que esta explicação pode ser válida, porém, para confirmá-la seria necessário que fossem realizados ensaios para medir a água adsorvida pelas amostras de concreto.

- A UHE Moxotó, apesar de ter o concreto mais jovem, é a que apresenta os maiores danos devido à reação, e é a que possui o maior índice de deterioração médio, igual a 68. Esta constatação apresenta-se em sintonia com o maior número de fissuras encontrados nas estruturas de concreto desta usina, onde as taxas de expansão medidas *in situ* apresentaram valores entre 40 e 70 $\mu\epsilon$ /ano e onde são observados os maiores problemas com o desempenho das unidades geradoras. A UHE PA I é a que apresenta o menor $I_{Dmédio}$, igual a 25, e em campo é a que apresenta os menores sintomas devido à reação. A maior deterioração de Moxotó em relação às demais usinas do complexo, deve estar relacionada à maior exposição à umidade e ao menor confinamento das estruturas de concreto, uma vez que a casa de força de Moxotó é de superfície e não confinada como as das demais usinas. Porém, quando comparado com outras estruturas de concreto (Grattan-Bellew; Danay, 1992); (Grattan-Bellew, 1995); (Shrimer, 2006), as estruturas das usinas em estudo apresentam danos pouco significativos devido à RAA.
- Os teores de álcalis totais dos concretos das usinas de PA I, PA II, PA III e PA IV são da mesma ordem de grandeza, com valores médios na faixa de 2,7% a 3,3%. Esses valores de álcalis totais são muito elevados e sugerem que possa existir contribuição de álcalis por parte dos agregados. Segundo a análise petrográfica, existem minerais nos agregados das usinas (feldspatos

alcalinos, micas) propícios à liberação de álcalis. Para comprovar tal suposição poderiam ser medidos os álcalis liberados pelos agregados. Com relação aos álcalis solúveis, os resultados indicaram valores muito elevados para PA I, II e III e, muito baixos para PA IV. A diferença nas características dos concretos das usinas não justificaria a grande variação encontrada entre os resultados de álcalis solúveis de PA IV e os das demais usinas do concreto. Em função da discrepância entre os resultados, novos ensaios devem ser realizados para se tentar chegar a alguma conclusão.

- A massa específica dos concretos das usinas é muito semelhante à de concretos não afetados pela reação e de características semelhantes aos estudados, ou seja, não se observa uma influência significativa da RAA na massa específica do concreto.

5.1.1.2 Propriedades mecânicas

- A resistência à compressão dos concretos das usinas apresenta valores elevados, principalmente se for levada em consideração a época em que esses concretos foram fabricados e a robustez de suas estruturas. O menor valor médio foi do concreto de PA I, cuja resistência é de 23,5 MPa, e o maior foi o de Moxotó, com resistência média de 46,9 MPa.
- O crescimento estimado da resistência à compressão para o concreto da usina PA IV, após 19 anos em operação, através de equação de predição da resistência à compressão a longas idades, foi muito próximo do valor médio obtido para os testemunhos de concreto da usina. Isto sugere que a propriedade de resistência à compressão é pouco influenciada pela reação álcali-agregado, porém, vale destacar que esse comportamento foi observado para as amostras ensaiadas e que comportamentos diferentes foram obtidos por outros pesquisadores em concretos de outras obras afetadas pela RAA (Monette, 1997); (Hasparyk, 2005); (Smaoui et al., 2004).
- O comportamento quanto à resistência à tração por compressão diametral nos concretos, foi muito similar ao da resistência à compressão. A correlação entre resistência à tração por compressão diametral com a

resistência à compressão apresentou-se entre os limites superior e inferior esperados, na faixa entre 5% e 10%.

- Com relação ao módulo de elasticidade, foi observada uma boa correlação entre este e a resistência à compressão, seguindo modelo semelhante ao proposto pela NBR 6118/2003, porém, os valores obtidos para a correlação são, aproximadamente, 35% inferiores aos encontrados para concretos não afetados pela RAA, indicando uma maior sensibilidade desta propriedade aos efeitos da reação. O comportamento mais sensível do módulo foi encontrado para outros concretos com reação álcali-agregado (Castro et al., 1997); (Monette, 1997); (Smaoui et al., 2004); (Hasparyk, 2005).
- O coeficiente de Poisson apresentou valores similares aos encontrados em concretos sãos, ou seja, não afetados pela RAA e com características semelhantes aos concretos estudados.
- Segundo os resultados obtidos, a propriedade de fluência foi pouco afetada pela reação álcali-agregado nos concretos das usinas em estudo, apesar de não ser este o comportamento esperado, talvez em função da variabilidade do ensaio.

5.1.2 Conclusões gerais

Apesar dos concretos das usinas estarem expandindo há décadas, não se sabe quando esta expansão terminará. Por tudo que foi analisado no estudo, percebe-se que as expansões ainda permanecerão por algum tempo. É evidente a elevada reatividade dos agregados utilizados na fabricação dos concretos das usinas, e que ainda há possibilidade de ocorrerem elevadas expansões residuais nos concretos.

No entanto, as estruturas, não se encontram muito deterioradas e as propriedades mecânicas dos concretos são pouco influenciadas pela reação, apresentando uma capacidade estrutural suficiente para suportar os esforços para as quais foram dimensionadas, segundo resultados obtidos pelas retroanálises efetuadas através de simulações em modelos matemáticos das usinas.

Sabendo-se que o concreto está expandindo devido à reação álcali-agregado e que a mesma afetará a durabilidade da estrutura, deve-se acompanhar através de instrumentação e de modelagem matemática o comportamento do concreto avaliando-se, periodicamente, se será necessária a utilização de medidas mitigadoras que permitam o bom funcionamento das estruturas.

5.2 Limitações da pesquisa

É importante destacar quais as limitações da pesquisa, para contextualizar a interpretação das conclusões obtidas no estudo de casos, que são:

- Limitação na quantidade de informações. Como as usinas foram construídas entre 20 e 50 anos atrás, muitas das informações sobre as características dos concretos utilizados, características dos materiais e ensaios laboratoriais realizados na época da construção das usinas não foram encontrados, trazendo algum prejuízo para a interpretação de alguns resultados do estudo.
- Limitação na quantidade de amostras. A quantidade de amostras ensaiadas é reduzida e não representa estatisticamente o universo dos concretos das usinas do Complexo Paulo Afonso. As análises estatísticas foram realizadas com a finalidade de facilitar a interpretação dos resultados, visando a agrupar concretos de características semelhantes.
- Limitação na homogeneidade das amostras. Por serem concretos extraídos e não moldados, existe uma heterogeneidade proveniente da própria fabricação *in loco*, como variações no adensamento efetuado através de vibração interna interferindo na porosidade e na distribuição pasta/agregado. As amostras ensaiadas podem ser provenientes de concretos pouco homogêneos em virtude de não se ter certeza da origem e características do concreto retirado como amostra, pois numa mesma estrutura de uma mesma usina, podem existir concretos de características diferentes.
- Limitações dos métodos de ensaios. Alguns métodos de ensaios são muito criticados por apresentarem variações devido à própria metodologia, como

por exemplo, o método acelerado de expansões em barras de argamassa e a metodologia para determinação do índice de deterioração do concreto. Alguns ensaios foram realizados a partir de adaptações de outras metodologias existentes, como é o caso da expansão residual nas amostras de concreto. Salienta-se a inexistência de normas brasileiras para alguns ensaios, como expansão acelerada em barras de argamassa, determinação dos álcalis solúveis e expansões em testemunhos de concreto. Sabe-se dos trabalhos que a ABNT, especificamente o CB-18, tem desenvolvido no que diz respeito à normalização dos métodos de ensaio, assim prevê-se que num futuro próximo o meio técnico estará suprido com estas normas.

5.3 Transferência de resultados ao meio técnico

Existem inúmeros estudos sobre concretos e estruturas afetados pela reação álcali-agregado, porém, uma das grandes dificuldades é a reprodução de concretos de características semelhantes e submetidos a situações de ensaio onde as condições de carregamento e exposição sejam similares às da estrutura real.

Estudos realizados em empreendimentos existentes são de grande valia, pois proporcionam o conhecimento do desempenho real da estrutura, e são difíceis de serem realizados, pois geralmente precisa-se de autorização ou empenho das instituições responsáveis pelo empreendimento, bem como envolvem grande investimento financeiro e uma boa logística.

Este trabalho é uma oportunidade de divulgar ao meio técnico os resultados obtidos da influência da reação álcali-agregado em algumas propriedades dos concretos, indicando uma tendência de comportamento que, em alguns aspectos, se assemelham a resultados obtidos e divulgados por outros pesquisadores e, em outros casos, divergem, em função das características e condições particulares do material estudado.

5.4 Sugestões para novas pesquisas

Algumas questões não foram esclarecidas neste estudo, podendo ser alvo de novas pesquisas, como as listadas a seguir:

-
- Estudar a influência da reação nas propriedades físicas, químicas e mecânicas de outros concretos de estruturas existentes e afetados pela reação álcali-agregado, principalmente de litologias e estruturas diferentes das aqui estudadas.
 - Conhecer a influência da reação álcali-agregado nas propriedades de concretos fabricados em laboratório, para diferentes níveis de expansão e compará-las com as de um concreto de mesma característica não afetado pela RAA.
 - Aprofundar o estudo sobre a contribuição dos álcalis por parte dos agregados e a influência desta contribuição no desenvolvimento da reação álcali-agregado.
 - Desenvolvimento de programas interlaboratoriais visando a conhecer as variações dos métodos de ensaios de expansão em argamassa e concreto, para agregados brasileiros.
 - Estudar detalhadamente a influência do tipo e das características de cimentos utilizados nos ensaios de expansão, a fim de padronizá-lo. Ensaios preliminares efetuados por instituições de pesquisa brasileiras indicaram que as características do cimento podem influenciar os resultados de expansão.
 - Realizar investigações em estruturas afetadas pela RAA através de inspeção visual, ensaios laboratoriais e monitoramento das estruturas, a fim de correlacionar os efeitos da reação observados visualmente, com os da instrumentação e dos ensaios laboratoriais.

ANEXO A: LOCAIS DE AMOSTRAGEM DO CONCRETO

Tabela A. 1 - Identificação dos testemunhos de concreto da UHE PA I.

Furo	Profundidade (m)	Quantidade de amostra	Estrutura	Elevação (m)	Nº da Turbina	Direção
SR 1	0,0 – 1,0	03	Casa de força	144,00	GR1	Vertical
	1,0 – 2,0	04				Horizontal
SR 2	0,0 – 1,0	04			GR2	Vertical
	1,0 – 1,5	02				
SR 3	0,0 – 1,0	03			GR3	Horizontal
	1,0 – 2,0	03				
	2,0 – 3,0	02				
SR 4	0,0 – 1,0	03			GR3	Vertical
	1,0 – 2,0	04				
	2,0 – 3,0	02				
SR 5	0,0 – 1,0	03			GR3	Horizontal
	1,0 – 2,0	03				
	2,0 – 3,0	04

PLANTA PISO - El.144,00

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	DIREÇÃO
SR-1	3,0	V
SR-2	1,50	H
SR-3	3,0	V
SR-4	3,0	V
SR-5	3,0	H

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
 UHE PAULO AFONSO I
 CASA DE FORÇA

CORTE TRANSVERSAL

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO I
CASA DE FORÇA

Tabela A. 2 – Identificação dos testemunhos de concreto da UHE PA II.

Furo	Profundidade (m)	Quantidade de amostra	Estrutura	Elevação (m)	Nº da Turbina	Direção		
SR 1	0,0 – 1,0	04	Casa de força	142,80	GR2	Vertical		
	1,0 – 2,0	03				Horizontal		
	2,0 – 3,0	03			GR3	Vertical		
SR 2	0,0 – 1,0	04					GR4	Vertical
	0,0 - 1,0	02			GR5			
	1,0 – 2,0	02					GR2	
SR 3	2,0 – 3,0	03		GR5	Horizontal			
	0,0 – 1,0	04				GR2	Horizontal	
	SR 4	1,0 – 2,0		02				GR5
2,0 – 3,0		03		GR2	Horizontal			
SR 5		0,0 – 1,0				03	GR5	Horizontal
	1,0 – 2,0	02		GR2		Horizontal		
	2,0 – 3,0	04			GR5		Horizontal	
SR 6	0,0 – 1,0	01		GR5				Horizontal
	1,0 – 1,5	02			GR2	Horizontal		
	SR 7	0,0 – 1,0		04			GR5	
1,0 – 2,0		01		GR2	Horizontal			
2,0 – 3,0		02				GR5	Horizontal	
SR 8	0,0 – 1,0	03		GR5				Horizontal
	1,0 – 2,0	04			GR2	Horizontal		
	2,0 – 3,0	02		GR5			Horizontal

PLANTA PISO - El.142,00

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
 UHE PAULO AFONSO II
 CASA DE FORÇA

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO II
CASA DE FORÇA

Tabela A. 3 – Identificação dos testemunhos de concreto da UHE PA III.

Furo	Profundidade (m)	Quantidade de amostra	Estrutura	Elevação (m)	Nº da Turbina	Direção
SR 1	0,0 – 1,0 1,0 – 1,5	03 02	Casa de força	141,00	GR1	Horizontal
SR 2	0,0 – 1,0	04			GR2	Vertical
	1,0 – 2,0	03			GR3	
	2,0 – 3,0	03			GR4	
SR 3	0,0 – 1,0 1,0 – 2,0 2,0 – 3,0	02 03 03		134,00	GR2	Horizontal
SR 4	0,0 – 1,0 1,0 – 2,0 2,0 – 3,0	02 03 02			GR4	
SR 5	0,0 – 1,0 1,0 – 2,0 2,0 – 3,0	02 04 03			GR2	
SR 6	0,0 – 1,0 1,0 – 2,0 2,0 – 3,0	03 03 04			GR4	
SR 7	0,8 – 1,75	02	Tomada d'água - galeria	212,00	GR4	Horizontal
SR 8	0,0 – 0,95 0,95 – 1,2	02 01				
SR 8A	0,0 – 0,98	02	Tomada d'água – paramento jusante	216,90	GR4	Horizontal
SR 9	0,0 – 0,98	02				
	0,98 – 2,03	03				
	2,03 – 2,8	02				
SR 10	0,0 – 0,95 0,95 – 1,8	03 03				
SR 11	0,0 – 0,92	03	Tomada d'água - galeria	212,00	GR3	Horizontal
SR 11A	0,0 – 0,95	02			GR3	
SR 12	0,0 – 1,08	03			GR4	
SR 12A	0,0 – 1,0	02			GR4

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
 UHE PAULO AFONSO III
 CASA DE FORÇA

CORTE TRANSVERSAL

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO III
CASA DE FORÇA

PLANTA PISO - EI.213,50

LOCAÇÃO DE FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO III
TOMADA D'ÁGUA

Tabela A. 4 – Identificação dos testemunhos de concreto da UHE Moxotó.

Profundidade (m)	Quantidade de amostra	Estrutura	Elevação (m)	Nº da Turbina	Direção
0 - 3,0	04	Casa de força – galeria de jusante	214,00	GR2 e GR4	Horizontal
	03				
	03

Legenda:

EM – Extensômetro múltiplo

**LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM
UHE APOLÔNIO SALES (MOXOTÓ)
CORTE E PLANTA**

Tabela A. 5 – Identificação dos testemunhos de concreto da UHE PA IV.

Furo	Profundidade (m)	Quantidade de amostra	Estrutura	Elevação (m)	Nº da Turbina	Direção
SR 13	0,0 – 3,0	03	Casa de força – teto galeria el. 112,42	116,18	GR1	Vertical ascendente
	0,0 – 2,05	03			GR5	
SR 1	0 – 3	05	Casa de força	136,00	GR1	Vertical
SR 2	0 – 1,79	07			GR2	
SR 3	0 – 1,66	07			GR3	
SR 4	0 – 1,49	06			GR4	
SR 5	0 – 1,60	04			GR5	
SR 6	0 – 1,85	06			GR6	
SR 7	5,71	03			GR1	
SR 11	2,67; 3,8; 6,35; 5,72	03; 02; 03; 02			GR5	Horizontal
SR 12	10,06	02

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO IV
CASA DE FORÇA (PLANTA)

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO IV
CASA DE FORÇA (CORTE)

**LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM
UHE PAULO AFONSO IV
CASA DE FORÇA (CORTE)**

ANEXO B: RESULTADOS DA ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DA ÁGUA DO RESERVATÓRIO DA UHE PA IV

CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 23 de Junho de 2006.

Relatório Nº: 2331/06**Para:** TECOMAT**De:** SM CONTROLE DE QUALIDADE Ltda.**Serviço executado:**

Análise físico-química de uma amostra de água coletada pelo cliente no reservatório UHE PAULO AFONSO IV, próximo do vertedouro da usina, com a finalidade de determinar sua adequabilidade para o amassamento de concreto. Encaminhada pela SE 016/06.

Datas: Recebimento: 14/06/06

Análise: 14/06/06

Esquema analítico usado:

Para definir a adequação ou não da água para amassamento de concreto foram efetuados os ensaios exigidos pelas Normas MERCOSUL NM 137:97 (Água para amassamento e cura de argamassa e concreto de cimento portland) e ABNT NB1/78. A análise foi conduzida de acordo com as metodologias indicadas pelo Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater e pela própria ABNT.

ENSAIO	LIMITES MERCOSUL	LIMITES ABNT NB1/78	AMOSTRA
pH	5,5 – 9,0	5,8 – 8,0	7,9
Matéria orgânica (O ₂ consumido), em mg/L O	---	3	1,7
Sólidos totais, em mg/L	Máx. 5.000	Máx. 5.000	61,2
Cloretos, em mg/L Cl ⁻	*	Máx. 500	0,7
Sulfatos, em mg/L SO ₄ ⁼	Máx. 2.000	Máx. 300	0,0
Ferro, em mg/L Fe	Máx. 1**	---	---
Açúcar (Sacarose), em mg/L	---	5	Ausente

*Concreto simples: Máx. 2.000; Concreto armado: Máx. 700; Concreto protendido: Máx. 500.

**Somente se aplica quando existirem restrições estéticas relativas ao possível manchamento do concreto.

COMENTÁRIOS:

Tendo em vista que a Norma MERCOSUR não contempla parâmetros importantes e estabelece valores limites bastante elevados para o julgamento da qualidade da água, foram usados os limites estabelecidos na norma ABNT NB1/78, segundo a qual a água PODE ser usada no amassamento de concreto.

Eng.ª Suzana Martorelli – CRQ n.º 1.300.574

CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 04 de Agosto de 2006.

Relatório N°: 2976/06**Cliente:** TECOMAT**Serviço realizado:**

Diversas determinações em uma amostra de água coletada na UTE PAULO AFONSO IV, cliente PATRICIA NEVES. Encaminhada com a SE 27/06.

Datas: Recebimento: 24/07/06

Análise: 02/08/06

Metodologia analítica usada:

Usados os procedimentos indicados pelo Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21ª edição.

Resultados obtidos:

PARÂMETROS SOLICITADOS	RESULTADOS
Cálcio	5,8 mg/L Ca
Magnésio	4,9 mg/L Mg
Sódio	3,2 mg/L Na
Potássio	1,9 mg/L K
Amônia	< 0,01 mg/L N

Suzana Martorelli – CRQ N.º01.300.574

ANEXO C: RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO

1) Amostras:

Testemunhos de concreto.

2) Metodologia:

Amostras analisadas de acordo com a metodologia prescrita pelo Boletim nº25 do IPT.

3) Resultados obtidos da análise química¹:

Determinações	Identificação da amostra		
	PA I – SR3 – Prof. 2 a 3 m	PA I – SR3 – Prof. 2 a 3 m	PA III – SR4 – Prof. 1 a 2 m
Perda ao fogo	11,05	10,69	9,56
Insolúveis em ácido clorídrico	74,25	72,80	72,95
Anidrido silicoso (SiO ₂)	5,80	6,14	5,50
Óxido de ferro e alumínio (R ₂ O ₃)	3,32	3,27	3,10
Óxido de cálcio (CaO)	16,38	16,22	16,43
Óxido de magnésio (MgO)	2,03	1,12	1,16

4) Análise dos resultados:

Eliminando-se os componentes variáveis representados na análise química por perda ao fogo, calcula-se o proporcionamento provável e o traço do concreto, com base no teor de insolúveis, obtendo-se os seguintes valores:

Identificação da amostra	Teor de cimento (%)	Traço em massa (cimento:agregados)
PA I – SR3 – Prof. 2 a 3 m	25,72	1 : 2,88
PA I – SR3 – Prof. 2 a 3 m	27,20	1 : 2,67
PA III – SR4 – Prof. 1 a 2 m	27,05	1 : 2,70

¹ Ensaios foram realizados pela Concremat.

ANEXO D: EXPANSÕES EM BARRAS DE ARGAMASSA

1) Resultado das expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos dos testemunhos de concreto (adaptados de FURNAS (1998b) e FURNAS (2002)).

UHE	Furo	Profundidade (m)	Variação de comprimento (%)															
			Idade (dias)															
			2	4	8	10	14	16	18	22	24	28	30	37	44	51	58	60
PA I	SR1	0 – 2,0	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,07	0,09	0,09	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21
	SR2	0 – 1,5	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,06	0,07	0,09	0,09	0,11	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20
	SR3	0 – 2,0	0,00	0,02	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13	0,15	0,16	0,18	0,21	0,23	0,26	0,27
	SR4	0 – 2,0	0,00	0,02	0,04	0,05	0,07	0,07	0,08	0,10	0,10	0,12	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,20
	SR5	0 – 2,0	0,00	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,17	0,18	0,18

UHE	Furo	Profundidade (m)	Variação de comprimento (%)															
			Idade (dias)															
			2	4	7	10	14	16	18	22	24	28	30	38	45	52	59	61
PA IIa	SR1	0 – 2	0,00	0,01	0,03	0,05	0,07	0,07	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,18	0,18
	SR2	0 – 1	0,00	0,01	0,04	0,05	0,07	0,07	0,08	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,18	0,19
	SR3	0 – 2	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14	0,16	0,17	0,18
	SR7	0 – 2	0,00	0,01	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13	0,15	0,17	-
PA IIb	SR4	0 – 3	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,06	0,07	0,09	0,09	0,10	0,11	0,12	0,14	0,15	0,17	0,17
	SR5	1 – 3	0,00	0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09	0,09	0,11	0,11	0,13	0,14	0,16	0,17	-
	SR8	0 – 1	0,00	0,01	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,13	0,15	0,16	0,18	0,18

UHE	Furo	Profundidade (m)	Variação de comprimento (%)																	
			Idade (dias)																	
			2	6	10	14	16	20	22	24	28	30	38	45	52	59	60	62		
PA III CF	SR1	0 - 1,5	0,00	0,03	0,05	0,07	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16	0,18	0,20	0,20	0,20		
	SR2	0 - 3	0,00	0,03	0,05	0,07	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,19	0,20		
	SR3	1 - 3	0,00	0,03	0,05	0,06	0,06	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	0,13	0,15	0,16	0,16	0,17		
	SR4	0 - 3	0,00	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13	0,15	0,17	0,19	0,21	0,21	0,22		
	SR5	1 - 3	0,00	0,02	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10	0,10	0,13	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22		
	SR6	0 - 2	0,00	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,12	0,14	0,15	0,17	0,19	0,19	0,20		

UHE	Furo	Profundidade (m)	Traço	Variação de comprimento (%)									
				Idade (dias)									
				3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
PA IV	Pirex	-	1:2,25	0,10	0,22	0,30	0,37	0,41	0,47	0,53	0,59	0,63	0,69
			1:4	0,01	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06	0,08	0,10	0,10	0,12
			1:6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SR 1	0 - 1,6	1:2,25	0,00	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05
			1:4	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
			1:6	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
	SR 2	0 - 1,8	1:2,25	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06
			1:4	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
			1:2,25	0,00	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07
	SR 3	0 - 1,7	1:4	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
			1:2,25	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06
			1:4	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
	SR 13	0 - 3	1:6	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
			1:2,25	0,03	0,03	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06
			1:4	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
	SR 13	0 - 2	1:6	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04

Equações e linhas de tendência da curva de expansão em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos dos concretos.

Usinas	1º Etapa	2º Etapa
PA I	$y = 0,004x - 0,00003; R^2 = 0,985$	$y = 0,0029x + 0,045; R^2 = 0,998$
PA II	$y = 0,0039x + 0,0002; R^2 = 0,9784$	$y = 0,0022x + 0,0459; R^2 = 0,9968$
PA III	$y = 0,0044x + 0,0012; R^2 = 0,9895$	$y = 0,0024x + 0,0476; R^2 = 0,9966$
PA IV	$y = 0,002x + 0,0029; R^2 = 0,9909$	-

2) Resultado das expansões em barras de argamassa confeccionadas com agregados extraídos de blocos e testemunhos de rocha (adaptados de FURNAS (1998b) e FURNAS (2002)).

UHE	Variação de comprimento (%)															
	Idade (dias)															
	2	4	7	10	14	16	18	22	24	28	30	38	45	52	59	63
PA I	0,00	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,18	0,19	0,21	0,22
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,12	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,20
	0,00	0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08	0,10	0,10	0,12	0,13	0,14	0,16	0,17

UHE	Variação de comprimento (%)															
	Idade (dias)															
	2	3	8	10	13	16	17	22	24	28	30	45	52	59	61	62
PA II	0,00	0,00	0,03	0,03	0,05	0,05	0,06	0,08	0,08	0,09	0,09	0,13	0,14	0,16	0,17	-
	0,00	0,00	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,09	0,09	0,10	0,10	0,14	0,15	0,17	0,18	0,18
	0,00	0,00	0,02	0,03	0,05	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12	0,14	0,14	0,14
	0,00	0,00	0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,08	0,09	0,09	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16

Material	UHE	Variação de comprimento (%)														
		Idade (dias)														
		2	3	8	9	14	16	21	22	24	28	30	45	52	59	61
Testemunho	PA III CF	0,00	0,020	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,08	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12	0,13	0,14
		0,00	0,00	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,09	0,10	0,11	0,12	0,16	0,18	0,21	0,21
		0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19
		0,00	0,00	0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08	0,10	0,10	0,13	0,14	0,16	0,18
Bloco	PA III	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,10	0,13	0,14	0,16	0,19
		0,00	0,01	0,04	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,14	0,15	0,17	0,20

ANEXO E: EXPANSÕES E VARIAÇÕES DE MASSA DOS CONCRETOS

1) Resultado das expansões e variações de massa dos concretos submetidos à **condição A** de exposição – submersos em **água** à temperatura de **38°C** (adaptados a partir de FURNAS (1998b) e FURNAS (2002)).

UHE	PAI									
	SR 1		SR 2		SR 3		SR 4		SR 5	
	Prof. 0-1 m		Prof. 1-1,5 m		Prof. 1-2 m		Prof. 1-2 m		Prof. 2-3 m	
Idade (dias)	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa
7	0,00	2,10	0,02	1,43	0,01	2,32	0,04	Não determinado	0,02	1,22
14	0,02	2,10	0,02	1,50	0,02	2,47	0,04		0,02	1,30
21	0,01	2,08	0,02	1,55	0,02	2,43	0,04		0,02	1,31
28	0,01	2,50	0,02	1,12	0,02	2,05	0,04		0,02	0,91
60	0,02	2,08	0,02	1,56	0,02	2,06	0,05		0,02	1,31
79	0,02	2,08	0,02	1,54	0,02	2,21	0,05		0,02	1,23
99	0,02	2,07	0,02	1,51	0,02	2,22	0,05		0,02	1,24
119	0,02	2,07	0,02	1,52	0,02	2,21	0,05		0,02	1,24
139	0,02	2,04	0,02	1,50	0,02	2,18	0,05		0,02	1,20
159	0,01	2,05	0,01	1,47	0,03	2,24	0,05		0,02	1,20
179	0,01	2,06	0,01	1,48	0,03	2,25	0,05		0,02	1,21
199	0,01	2,05	0,01	1,47	0,03	2,24	0,05		0,02	1,20
219	0,01	2,06	0,01	1,49	0,03	2,25	0,05		0,02	1,22
239	0,01	2,10	0,01	1,48	0,03	2,26	0,05		0,02	1,21
259	0,01	2,09	0,01	1,48	0,03	2,25	0,05		0,02	1,22
279	0,01	2,15	0,01	1,49	0,03	2,27	0,05		0,02	1,23
299	0,01	2,10	0,01	1,51	0,03	2,29	0,05		0,02	1,22
320	0,01	2,09	0,01	1,48	0,03	2,30	0,05		0,02	1,19
340	0,01	2,10	0,01	1,49	0,03	2,28	0,05		0,02	1,20
360	0,01	2,11	0,01	1,52	0,03	2,30	0,05		0,02	1,21
368	0,01	2,11	0,01	1,53	0,03	2,30	0,05		0,02	1,22

UHE	PA IIa						PA IIb							
Idade (dias)	SR1		SR2		SR7		SR4		SR5		SR6		SR8	
	Prof. 0 – 1 m		Prof. 0 – 1 m		Prof. 0 – 1 m		Prof. 0 – 1 m		Prof. 2 – 3 m		Prof. 1 - 1,5 m		Prof. 0 – 1 m	
	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa
7	0,04	1,32	0,04	1,57	0,03	1,43	0,05	2,28	0,02	1,81	0,04	1,49	0,04	1,88
14	0,05	1,52	0,04	2,44	0,04	1,51	0,05	2,34	0,03	1,99	0,04	1,50	0,04	1,86
21	0,05	1,79	0,04	2,40	0,04	1,49	0,05	2,34	0,04	1,95	0,04	1,49	0,05	1,83
28	0,05	1,41	0,04	2,03	0,04	1,26	0,05	1,93	0,04	1,68	0,04	1,20	0,05	1,57
60	0,05	1,81	0,04	2,34	0,04	1,44	0,05	2,32	0,04	1,94	0,04	1,47	0,05	1,80
79	0,05	1,82	0,05	2,33	0,04	1,43	0,05	2,34	0,04	1,93	0,04	1,51	0,05	1,80
99	0,05	1,78	0,04	2,33	0,04	1,42	0,05	2,31	0,04	1,90	0,04	1,46	0,05	1,74
119	0,05	1,77	0,04	2,33	0,04	1,41	0,05	2,30	0,04	1,90	0,04	1,45	0,05	1,74
139	0,05	1,76	0,04	2,31	0,04	1,37	0,05	2,29	0,04	1,86	0,04	1,48	0,05	1,71
159	0,05	1,70	0,04	2,33	0,04	1,35	0,05	2,25	0,04	1,75	0,04	1,57	0,05	1,70
179	0,05	1,72	0,03	2,33	0,04	1,37	0,05	2,25	0,04	1,76	0,04	1,57	0,05	1,71
199	0,05	1,70	0,03	2,34	0,04	1,37	0,05	2,25	0,04	1,75	0,04	1,56	0,05	1,72
219	0,05	1,75	0,03	2,34	0,04	1,34	0,05	2,24	0,04	1,85	0,04	1,56	0,05	1,69
239	0,05	1,77	0,03	2,35	0,04	1,35	0,05	2,22	0,04	1,87	0,04	1,54	0,05	1,70
259	0,05	1,78	0,03	2,36	0,04	1,35	0,05	2,21	0,04	1,85	0,04	1,54	0,05	1,71
279	0,05	1,77	0,03	2,36	0,04	1,36	0,05	2,22	0,04	1,86	0,04	1,55	0,05	1,74
299	0,05	1,80	0,03	2,35	0,04	1,34	0,05	2,21	0,04	1,85	0,04	1,54	0,05	1,74
320	0,05	1,79	0,03	2,35	0,04	1,33	0,05	2,18	0,04	1,80	0,04	1,55	0,05	1,73
340	0,05	1,81	0,03	2,33	0,04	1,33	0,05	2,20	0,04	1,81	0,04	1,54	0,05	1,73
360	0,05	1,81	0,03	2,34	0,04	1,34	0,05	2,20	0,04	1,83	0,04	1,55	0,05	1,75
368	0,05	1,83	0,03	2,34	0,04	1,34	0,05	2,22	0,04	1,83	0,04	1,56	0,05	1,75

PA III CF										PA III TA											
SR1		SR2		SR2		SR3		SR4		SR5		SR6		SR9		SR10		SR11A		SR12	
Prof. 1 - 1,5 m		Prof. 0 - 1 m		Prof. 1 - 2 m		Prof. 1 - 2 m		Prof. 1 - 2 m		Prof. 1 - 2 m		Prof. 2 - 3 m		Prof. 0,98 - 2 m		Prof. 0 - 0,95 m		Prof. 0 - 0,95 m		Prof. 0 - 1,08 m	
%	Massa	%	Massa	%	Massa	%	Exp	%	Massa	%	Exp	%	Massa	%	Exp	%	Massa	%	Exp	%	Massa
0,06	2,59	0,04	1,07	0,02	2,65	0,01	2,11	0,03	0,97	0,03	1,42	0,06	2,64	0,01	1,33	0,00	2,16	0,03	2,19	0,01	2,33
0,07	2,62	0,04	1,11	0,08	2,88	0,07	2,12	0,03	0,86	0,03	1,51	0,06	2,66	0,03	1,42	0,00	2,47	0,04	2,21	0,04	2,35
0,07	2,61	0,04	1,07	0,08	2,89	0,07	2,09	0,04	0,91	0,03	1,58	0,06	2,65	0,04	1,42	0,00	2,46	0,04	2,21	0,04	2,34
0,07	2,23	0,04	0,96	0,08	2,67	0,07	1,96	0,04	0,78	0,03	1,05	0,06	2,42	0,05	1,29	0,00	2,33	0,04	2,38	0,04	2,07
0,07	2,60	0,04	1,13	0,07	2,86	0,06	2,08	0,04	0,86	0,03	1,55	0,06	2,68	0,06	1,43	0,01	2,46	0,04	2,18	0,05	2,37
0,07	2,62	0,04	1,06	0,07	2,84	0,06	2,03	0,04	0,89	0,03	1,53	0,06	2,72	0,05	1,44	0,01	2,45	0,04	2,18	0,05	2,35
0,08	2,60	0,04	1,06	0,07	2,82	0,06	2,00	0,05	0,87	0,03	1,54	0,06	2,70	0,05	1,42	0,00	2,40	0,04	2,14	0,05	2,33
0,08	2,62	0,04	1,06	0,07	2,81	0,06	2,00	0,05	0,87	0,03	1,54	0,06	2,71	0,05	1,42	0,00	2,40	0,04	2,14	0,05	2,33
0,08	2,61	0,04	1,02	0,07	2,80	0,06	2,00	0,05	0,86	0,03	1,54	0,06	2,69	0,05	1,40	0,01	2,35	0,04	2,15	0,05	2,29
0,07	2,65	0,04	1,04	0,07	2,73	0,06	1,96	0,05	0,84	0,03	1,50	0,06	2,67	0,05	1,33	0,00	2,35	0,04	2,09	0,05	2,26
0,07	2,61	0,04	1,02	0,07	2,77	0,06	1,98	0,05	0,86	0,01	1,51	0,06	2,68	0,05	1,38	0,00	2,38	0,04	2,14	0,05	2,28
0,07	2,65	0,04	1,03	0,07	2,77	0,06	1,98	0,05	0,86	0,02	1,50	0,06	2,67	0,05	1,34	0,00	2,34	0,04	2,10	0,05	2,27
0,07	2,74	0,04	1,05	0,07	2,81	0,06	1,96	0,05	0,89	0,02	1,50	0,06	2,67	0,05	1,30	0,00	2,39	0,04	2,14	0,05	2,30
0,07	2,72	0,04	1,01	0,07	2,80	0,06	1,98	0,05	0,89	0,02	1,47	0,06	2,65	0,05	1,27	0,00	2,36	0,04	2,09	0,05	2,33
0,07	2,73	0,04	1,01	0,07	2,80	0,06	1,98	0,05	0,90	0,02	1,48	0,06	2,67	0,05	1,28	0,00	2,37	0,04	2,10	0,05	2,33
0,07	2,74	0,04	1,02	0,07	2,81	0,06	1,99	0,05	0,91	0,02	1,47	0,06	2,68	0,05	1,25	0,00	2,38	0,04	2,11	0,05	2,35
0,07	2,74	0,04	1,02	0,07	2,82	0,06	2,02	0,05	0,93	0,02	1,49	0,06	2,68	0,05	1,26	0,00	2,36	0,04	2,09	0,05	2,39
0,07	2,71	0,04	0,96	0,07	2,78	0,06	2,05	0,05	0,91	0,02	1,52	0,06	2,65	0,05	1,29	0,00	2,35	0,04	2,12	0,05	2,42
0,07	2,72	0,04	0,99	0,07	2,78	0,06	2,03	0,05	0,91	0,02	1,50	0,06	2,64	0,05	1,27	0,00	2,39	0,04	2,11	0,05	2,41
0,07	2,74	0,04	1,00	0,07	2,79	0,06	2,02	0,05	0,92	0,02	1,51	0,06	2,65	0,05	1,29	0,00	2,39	0,04	2,11	0,05	2,42
0,07	2,74	0,04	1,01	0,07	2,78	0,06	2,04	0,05	0,93	0,02	1,52	0,06	2,65	0,05	1,30	0,00	2,40	0,04	2,12	0,05	2,42

UHE PA IV																		
Furo	Profundidade m	Variação de comprimento (%)																
		Idade (dias)																
		3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	60	90	120	150	180	360	
SR 2	0 - 1,8	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	
SR 3	0 - 1,7	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	
SR 4	0 - 1,5	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,03	0,04	0,03	
SR 5	0 - 1,6	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	
SR 6	0 - 1,8	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	

UHE	MOXOTÓ	
	El. 214,0 m	
Idade (dias)	% expansão	% massa
7	0,04	1,44
14	0,06	1,58
21	0,06	1,62
28	0,06	1,53
60	0,06	1,52
79	0,07	1,52
99	0,07	1,51
119	0,06	1,52
139	0,06	1,49
159	0,06	1,50
179	0,06	1,51
199	0,06	1,49
219	0,06	1,54
239	0,06	1,54
259	0,06	1,55
279	0,06	1,56
299	0,06	1,55
320	0,06	1,56
340	0,06	1,56
360	0,06	1,56
368	0,06	1,56

2) Resultado das expansões e variações de massa dos concretos submetidos à **condição B** de exposição – submersos em solução de 1N de **NaOH** à temperatura de **38°C** (adaptados a partir de FURNAS (1998b) e FURNAS (2002)).

UHE	Furo	Profundidade m	Resultado	Variação de comprimento (%)														
				Idade (dias)														
				2	7	14	21	30	55	70	85	100	115	145	160	175	190	
PA I	SR1	1 – 2	% Exp.	0,02	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	
			% massa	0,74	0,93	1,01	1,08	1,13	1,18	1,22	1,26	1,26	1,25	1,25	1,27	1,27	1,27	
	SR2	0 – 1	% Exp.	0,02	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06		
			% massa	0,94	1,10	1,15	1,20	1,20	1,22	1,27	1,29	1,33	1,29	1,31	1,32	1,33	1,33	
	SR3	0 – 1	% Exp.	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06		
			% massa	1,38	1,39	1,47	1,54	1,56	1,59	1,62	1,64	1,67	1,64	1,62	1,63	1,63	1,64	
	SR3	1 – 2	% Exp.	0,02	0,07	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	
			% massa	1,00	1,18	1,34	1,42	1,41	1,42	1,51	1,52	1,54	1,51	1,50	1,55	1,55	1,54	
	SR4	1 – 2	% Exp.	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,03	0,04	0,04	
			% massa	0,89	1,25	1,46	1,48	1,52	1,52	1,56	1,59	1,63	1,61	1,61	1,61	1,62	1,48	
	SR5	2 – 3	% Exp.	0,02	0,04	0,04	0,05	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	
			% massa	1,01	1,17	1,22	1,29	1,31	1,33	1,35	1,36	1,56	1,38	1,41	1,44	1,44	1,46	

UHE	PA III CF												PA III TA					
Idade (dias)	SR1		SR2		SR3		SR4		SR5		SR6		SR10		SR11A		SR12	
	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa	% Exp	% Massa
	0-1 m		0-1 m		1-2 m		1-2 m		1-2 m		2-3 m		0-0,95 m		0-0,95 m		0-1,08 m	
2	0,03	2,25	0,02	1,03	0,01	0,71	0,03	0,89	0,04	0,50	0,03	1,31	0,03	0,03	1,10	0,03	0,02	0,68
7	0,06	2,44	0,04	1,30	0,02	1,05	0,04	1,18	0,06	0,67	0,06	2,08	0,04	0,04	1,34	0,04	0,03	0,94
14	0,07	2,49	0,05	1,44	0,01	1,34	0,03	1,39	0,06	0,84	0,06	2,60	0,04	0,04	1,48	0,05	0,03	1,18
21	0,08	2,55	0,06	1,59	0,02	1,57	0,04	1,58	0,06	0,95	0,07	1,94	0,04	0,04	1,58	0,05	0,03	1,38
30	0,08	2,56	0,06	1,65	0,02	1,68	0,04	1,64	0,07	0,97	0,07	1,96	0,04	0,04	1,62	0,04	0,03	1,45
55	0,08	2,63	0,06	1,79	0,02	1,77	0,04	1,79	0,08	1,09	0,08	2,06	0,04	0,04	1,78	0,04	0,01	1,62
70	0,08	2,66	0,07	1,88	0,02	1,82	0,04	1,86	0,08	1,14	0,08	2,13	0,04	0,04	1,84	0,04	0,01	1,64
85	0,08	2,69	0,07	1,92	0,02	1,86	0,04	1,91	0,08	1,18	0,08	2,17	0,04	0,04	1,88	0,04	0,01	1,68
100	0,08	2,75	0,07	1,95	0,02	1,89	0,04	1,94	0,08	1,18	0,08	2,19	0,04	0,04	1,95	0,04	0,02	1,70
115	0,08	2,75	0,07	1,98	0,02	1,92	0,04	1,97	0,08	1,16	0,08	2,15	0,04	0,04	1,96	0,04	0,02	1,72
145	0,08	2,78	0,07	2,02	0,02	1,94	0,04	1,95	0,08	1,18	0,08	2,16	0,04	0,04	1,98	0,04	0,04	1,70
160	0,08	2,79	0,07	2,03	0,02	1,93	0,03	1,96	0,08	1,18	0,08	2,17	0,04	0,04	1,99	0,04	0,04	1,72
175	0,08	2,79	0,07	2,04	0,02	1,94	0,03	1,97	0,08	1,18	0,08	2,19	0,04	0,04	2,67	0,04	0,04	1,72
190	0,08	2,80	0,08	2,10	0,02	1,97	0,04	1,98	0,08	1,22	0,08	2,19	0,04	0,04	2,69	0,04	0,04	1,74

UHE	Furo	Profundidade (m)	Variação de comprimento (%)															
			Idade (dias)															
			3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	60	90	120	150	180	360
PA IV	SR2	0-1,8	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,09
	SR3	0-1,7	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
	SR4	0-1,5	0,03	0,03	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,05	0,05	0,07	0,08
	SR5	0-1,6	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,06	0,05	0,05	0,06	0,09
	SR6	0-1,8	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05

UHE MOXOTÓ															
Amostra	Resultado	Variação de comprimento (%)													
		Idade (dias)													
		2	7	14	21	30	55	70	85	100	115	145	160	175	190
El.214H	% Exp.	0,03	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
	% massa	0,60	0,79	0,91	1,02	1,04	1,16	1,20	1,26	1,28	1,25	1,27	1,28	1,28	1,32

ANEXO F: ÍNDICE DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO

UHE	Furo	Profundidade (m)	I _D total
PA I	SR 1	0-1	13,3
	SR 2	0-1	27,0
	SR 3	0-1	26,3
	SR 4	1-2	25,8
	SR 4	1-2	17,5
	SR 5	1-2	41,0
PA IIa	SR 1	2-3	20,8
	SR 3	2-3	42,3
	SR 7	1-2	36,8
PA IIb	SR 5	2-3	57,3
	SR 5	2-3	47,5
	SR 6	0-1	34,3
	SR 8	1-2	42,9
PA III CF	SR 1	0-1	51,3
	SR 2	0-1	25,5
	SR 5	2-3	35,3
	SR 6	0-1	31,8
	SR 6	1-2	25,0
PA III TA	SR 7	0,8-1,75	32,5
	SR 7	0,8-1,75	22,3
	SR 8	0,95-1,20	31,3
	SR 9	0-0,98	67,3
	SR 10	0,95-1,80	21,5
MOXOTÓ	EL. 214,00	0-3	47,0
	EL. 214,00	0-3	88,8
PA IV	SR 7	5,71	43,8
	SR 11	2,67	36,2
	SR 11	6,35	31,7
	SR 12	5,72	16,8
	SR 11	3,8	6,5
	SR 11	10,06	63,2

ANEXO G: ÁLCALIS TOTAIS E SOLÚVEIS

UHE	Furo	Profundidade (m)	Álcalis Totais (%)			Álcalis Solúveis (%)		
			Na ₂ O	K ₂ O	Eq. Alcalino	Na ₂ O	K ₂ O	Eq. Alcalino
PA I	SR 1	0-1	1,83	2,44	3,44	1,20	0,84	1,75
	SR 2	0-1,5	1,55	2,11	2,94	0,71	0,54	1,07
	SR 3	0-1	1,31	1,99	2,62	0,74	0,68	1,19
	SR 3	1-2	1,72	2,33	3,25	0,65	0,43	0,93
	SR 4	1-2	2,01	2,62	3,73	0,71	0,25	0,88
	SR 4	2-3	2,06	2,53	3,72	0,92	0,59	1,31
	SR 5	0-1	2,12	2,57	3,81	0,85	0,49	1,17
PA IIa	SR 1	0-1	1,57	2,13	2,97	1,12	1,15	1,88
	SR 1	1-2	1,54	1,93	2,81	1,02	0,89	1,61
	SR 2	0-1	1,76	2,20	3,21	1,17	1,03	1,85
	SR 3	0-1	1,59	2,08	2,96	0,62	0,52	0,96
	SR 3	2-3	1,96	2,14	3,37	0,84	0,80	1,37
	SR 7	0-1	1,57	1,93	2,84	1,20	1,70	2,32
PA IIb	SR 4	0-1	1,14	2,50	2,78	1,04	1,61	2,10
	SR 4	2-3	1,67	1,90	2,92	1,02	1,63	2,09
	SR 5	1-2	1,13	2,32	2,66	0,95	1,37	1,85
	SR-5	2-3	1,78	2,02	3,11	0,71	1,30	1,57
PA III CF	SR 1	0-1	1,76	2,14	3,17	1,25	2,06	2,61
	SR 2	1-2	1,72	2,10	3,10	1,57	1,02	2,24
	SR 2	2-3	1,67	2,25	3,15	0,98	1,43	1,92
	SR 3	1-2	1,89	2,25	3,37	1,62	1,94	2,90
	SR 3	2-3	1,70	2,05	3,05	1,62	1,95	2,90
	SR 4	0-1	1,80	2,18	3,23	1,64	1,94	2,92
	SR 4	2-3	1,85	1,94	3,13	1,75	1,47	2,72
	SR 5	1-2	1,30	2,30	2,81	1,23	0,42	1,51
PA IV	SR 6	0-1	1,75	2,17	3,18	0,83	0,37	1,07
	SR 1	0-3	Não consta		2,51	Não consta		0,10
	SR 2	0-1,79			2,54			0,10
	SR 3	0-1,66			3,09			0,12
	SR 4	0-1,49			2,89			0,06
	SR 5	0-1,60			3,00			0,09
	SR 6	0-1,85			2,15			0,09

ANEXO H: MASSA ESPECÍFICA

UHE	Furo	Profundidade (m)	Massa específica (kg/m ³)
PA I	SR 1	0-1	2,31
	SR 1	0-1	2,49
	SR 3	0-1	2,25
	SR 3	0-1	2,21
	SR 4	0-1	2,36
PA IIa	SR 1	1-2	2,37
	SR 1	1-2	2,36
	SR 3	0-1	2,42
	SR 3	0-1	2,40
PA IIb	SR 4	2-3	2,39
	SR 4	2-3	2,40
	SR 5	0-1	2,46
	SR 5	0-1	2,42
PA III CF	SR 2	2-3	2,36
	SR 2	2-3	2,34
	SR 3	2-3	2,37
	SR 3	2-3	2,35
	SR 4	2-3	2,36
	SR 4	2-3	2,35
PA III TA	SR 9	2,03-2,80	2,40
	SR 9	2,03-2,80	2,41
MOXOTÓ	El. 214,00		2,39
	El. 214,00		2,40

ANEXO I: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

UHE	Furo	Profundidade (m)	Resistência à compressão (MPa)			
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de variância
PA I	SR 2	0-1	29,0	23,5	7,9	33,6
	SR 3	0-1	17,8			
	SR 3	0-1	10,2			
	SR 4	0-1	25,3			
	SR 5	1-2	29,3			
	SR 5	1-2	29,4			
PA IIa	SR 1	1-2	30,3	32,8	3,0	9,0
	SR 1	1-2	33,9			
	SR 3	0-1	36,3			
	SR 3	0-1	30,4			
PA IIb	SR 4	2-3	42,0	44,5	9,4	21,2
	SR 4	2-3	36,7			
	SR 5	0-1	53,8			
	SR 5	0-1	58,7			
PA III CF	SR 2	2-3	31,8	37,9	7,7	20,2
	SR 2	2-3	29,1			
	SR 3	2-3	38,6			
	SR 3	2-3	38,9			
	SR 4	2-3	34,7			
	SR 4	2-3	26,2			
	SR 5	0-1	44,0			
	SR 5	0-1	51,9			
	SR 6	1-2	42,4			
	SR 6	1-2	41,3			
PA III TA	SR 8A	0-0,98	35,5	39,2	3,7	9,5
	SR 8A	0-0,98	37,7			
	SR 9	2,03-2,80	44,4			
	SR 9	2,03-2,80	44,2			
	SR 10	0,95-1,80	38,2			
	SR 10	0,95-1,80	35,5			
	SR 12A	0-1	38,8			
PA IV	SR 13	0-3	37,1	35,9	3,9	10,8
	SR 13	0-2,05	32,1			
	SR 1	0-3	35,6			
	SR 2	0-1,79	42,8			
	SR 3	0-1,66	32,6			
	SR 4	0-1,49	32,7			
	SR 6	0-1,85	38,1			
MOXOTÓ	El. 214,00		49,2	46,9	3,3	6,9
	El. 214,00		44,6			

ANEXO J: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

UHE	Furo	Profundidade (m)	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)			
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variância
PA I	SR 4	0-1	1,55	2,4	0,6	25,1
	SR 5	0-1	2,93			
	SR 5	0-1	2,60			
	SR 5	0-1	2,32			
PA IIa	SR 1	1-2	2,66	2,4	0,3	13,2
	SR 3	2-3	2,52			
	SR 3	2-3	1,91			
	SR7	2-3	2,58			
	SR7	2-3	2,19			
PA IIb	SR 4	2-3	3,12	3,3	0,3	8,5
	SR 5	0-1	3,52			
PA III CF	SR 3	2-3	3,51	2,8	0,5	18,3
	SR 4	0-1	2,46			
	SR 5	2-3	3,31			
	SR 5	2-3	2,96			
	SR 6	0-1	2,47			
	SR 6	0-1	2,23			
PA III TA	SR 8	0-0,95	2,08	2,2	0,1	5,4
	SR 8	0-0,95	1,38			
	SR 9	0,98-2,03	2,17			
	SR 9	0,98-2,03	2,32			
	SR 11	0-0,92	2,23			
	SR 11	0-0,92	2,15			
	SR 12A	0-1	2,41			

ANEXO K: MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON

Módulo de elasticidade

UHE	Furo	Profundidade (m)	Módulo de elasticidade (GPa)			
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de variância
PA I	SR 2	0-1	15,81	16,7	1,3	7,5
	SR 3	0-1	14,91			
	SR 3	0-1	17,67			
	SR 4	0-1	24,78			
	SR 5	1-2	17,23			
	SR 5	1-2	17,74			
PA IIa	SR 1	1-2	16,11	17,0	2,0	11,7
	SR 1	1-2	15,23			
	SR 3	0-1	19,79			
	SR 3	0-1	16,69			
PA IIb	SR 4	2-3	21,24	24,7	4,2	17,0
	SR 4	2-3	25,57			
	SR 5	0-1	28,8			
	SR 5	0-1	30,37			
	SR 8	2-3	20,5			
	SR 8	2-3	21,67			
PA III CF	SR 2	2-3	19,63	21,7	3,0	14,0
	SR 2	2-3	18,91			
	SR 3	2-3	25,16			
	SR 3	2-3	24,71			
	SR 4	2-3	19,05			
	SR 4	2-3	18,08			
	SR 5	0-1	24,96			
	SR 5	0-1	24,77			
	SR 6	1-2	22,8			
PA III TA	SR 6	1-2	18,83	22,7	3,4	15,0
	SR 8A	0-0,98	21,12			
	SR 8A	0-0,98	26,74			
	SR 9	2,03-2,80	25,87			
	SR 9	2,03-2,80	20,68			
	SR 10	0,95-1,8	24,16			
	SR 10	0,95-1,8	23,69			
PA IV	SR 12A	0-1	16,88	19,7	2,6	13,1
	SR 13	0-3	23,10			
	SR 13	0-2,05	18,50			
	SR 1	0-3	20,40			
	SR 1	0-3	17,37			
	SR 2	0-1,79	19,94			
	SR 3	0-1,66	19,88			
	SR 3	0-1,66	17,24			
	SR 4	0-1,49	16,69			
	SR 6	0-1,85	18,79			
MOXOTÓ	SR 6	0-1,85	24,70	24,4	0,7	2,9
	EL. 214,00		24,91			
	EL. 214,00		23,92			

Coeficiente de Poisson

UHE	Furo	Profundidade (m)	Coeficiente de Poisson
PA I	SR 2	0-1	0,27
	SR 5	1-2	0,24
	SR 5	1-2	0,28
PA IIb	SR 8	2-3	0,25
	SR 8	2-3	0,24
PA III CF	SR 5	0-1	0,26
	SR 5	0-1	0,28
	SR 6	1-2	0,25
	SR 6	1-2	0,24
PA III TA	SR 10	0,95-1,8	0,27
	SR 12A	0-1	0,21

ANEXO L: FLUÊNCIA

UHE	Furo	Profundidade (m)	Taxa de fluência específica ($10^{-6}/(\ln(\text{dias}) \times \text{MPa})$)			
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variância
PA I	SR 1	0-1	2,81	3,43	0,70	20,50
	SR 3	2-3	3,98			
	SR 4	2-3	4,09			
	SR 4	2-3	2,83			
PA IIa	SR 1	2-3	3,69	3,31	0,44	13,20
	SR 1	2-3	2,78			
	SR 3	1-2	3,11			
	SR 3	1-2	3,64			
PA IIb	SR 4	1-2	1,83	2,11	0,28	13,13
	SR 4	1-2	1,79			
	SR 5	1-2	2,39			
	SR 5	1-2	1,98			
	SR 8	1-2	2,27			
	SR 8	1-2	2,41			
PA III CF	SR 2	1-2	2,03	2,25	0,33	14,87
	SR3	0-1	2,34			
	SR4	0-1	2,68			
	SR 4	1-2	1,94			

Curvas e equações de fluência específica ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **221.1R-98**: state-of-the-art report on alkali-aggregate reactivity. Detroit, Mich: ACI, 1998. 31 p. (ACI Committee 221).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 469/94**: standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression. Philadelphia, 1994. Section 4, v. 04.02. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 33/2003**: standard specification for concrete aggregates. Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p. 10-16. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 227/2003**: standard test method for potencial alkali reactivity of cement-aggregate combinations (mortar-bar method). Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p. 125-129. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 289/2003**: standard test method for potencial alkali-silica reactivity of aggregates (chemical method). Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p. 156-162. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 295/2003**: standard guide for petrographic examination of aggregates for concrete. Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p. 173-180. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 441/2005**: standard test method for effectiveness of pozzolans or ground blast-furnace slag in preventing excessive expansion of concrete due to the alkali-silica reaction. Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 856/2004**: standard practice for petrographic examination of hardened concrete. Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p. 406-420. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 1567/2004**: standard test method for determining the potencial alkali-silica reactivity of combinations of cementitious materials and aggregate

(accelerated mortar-bar method). Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 150/2005**: specification for portland cement. Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 1260/2005a**: standard test method for potencial alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method). Philadelphia, 2005. Section 4, v. 04.02, p.647-650. (Annual Book of ASTM Standards).

_____. **ASTM C 1293/2006**: standard test method for concrete aggregates by determination of length change of concrete due to alkali-silica reaction. Philadelphia, 2006. Section 4, v. 04.02, p. 647-650. (Annual Book of ASTM Standards).

ANDRADE, T.W.C.O. **Avaliação do concreto de alto desempenho utilizado nos dormentes de concreto protendido nas linhas de Metrô da Região Metropolitana do Recife**. 2001. 244 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ANDRIOLO, F. R. Ensaio para avaliação da potencialidade dos materiais quanto à RAA e ações decorrentes. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997a, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p.35-43.

_____. Proposições para conservação de estruturas afetadas pela RAS. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997b, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p.339-345.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Apreciação petrográfica e microscópica dos concretos, com ênfase na caracterização de reações expansivas do tipo álcali-agregado**. São Paulo: ABCP, 1990. 8 p. (Relatório interno 4973 para Chesf).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8224/1983**: determinação da fluência – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 8522/1984**: concreto – determinação do módulo de deformação estático e diagrama tensão-deformação – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 9773/1987**: agregado – reatividade potencial de álcalis em combinações cimento-agregado. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 9774/1987**: agregado – verificação da reatividade potencial pelo método químico. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 9778/1987**: determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 5739/1994**: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 7222/1994**: determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118/2003**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Projeto 18:200.01-001**: agregados – reatividade álcali-agregado. Partes 1 a 7. Rio de Janeiro.

BARRIOS, M. F. **Modelo de comportamento aplicable a hormigones de edad avanzada afectados por la reacción álcali-silicatos: desarrollo teórico y calibración experimental**. 2002. 271 f. Tesis (doctoral) – Universidade da Coruña. Coruña, Espanha, 2002.

BROUXEL, M. et al. The inhibitor effect of Li products on AAR affected concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.609-616.

BÉRUBÉ, M. A.; DORION, J. F.; RIVEST, M. Distribution of alkalis in concrete structures affected by alkali-silica reactivity and contribution by aggregates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p.139-148.

_____.; FOURNIER, B. Alkalies releasable by aggregates in concrete – significance and test methods. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p. 17-30.

_____.; SMAOUI, N.; CÔTÉ, T. Expansion tests on cores from ASR-affected structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p. 821-832.

CASTRO, C. H. et al. Estudo comparativo de propriedades do concreto afetado pela RAA. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p. 45-51.

CAVALCANTI, A. J. C. T.; SILVEIRA, J. F.; DEGASPARE, J. C. A. Investigations on the Moxotó powerhouse concrete affected by alkali-silica reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 8., 1989, Kyoto. **Proceedings...** Kyoto, 1989. p. 797-802.

_____.; SILVEIRA, J. F. A. AAR at Moxotó GS: remedial measures developed and implementation. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON ALKALI AGGREGATE REACTION IN HYDRO PLANTS AND DAMS, 1., 1992, Frederickton. **Proceedings...** Frederickton, 1992.

_____. et al. Problemas decorrentes da reatividade álcali-agregado na Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 22., 1997, São Paulo. **Anais...** São Paulo: CBGB, 1997.

_____.; SILVEIRA, J. F. A.; DEGASPARE, J. C. AAR management at Paulo Afonso IV power plant – Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada.. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p. 1263-1272.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS - CBDB. Panorama brasileiro e relato técnico do simpósio. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Relatório final.** Rio de Janeiro: CBDB, 1999. 135 p.

COMMITTEE ON MATERIALS FOR CONCRETE DAMS – CIGB/ICOLD. **Alkali-aggregate reaction in concrete dams: review and recommendations.** Paris: Imprimerie de Montligeon, 1991. 158 p. (Bulletin 79).

COMPANHIA HIDROELÉTRICA DO SÃO FRANCISCO - CHESF. **Projeto da usina hidro elétrica de Paulo Afonso.** [S.l.: s.n.], 1949. 69 p. (Relatório Interno da Companhia, v. 1).

_____. **Serviço de controle tecnológico do concreto da usina Paulo Afonso IV.** DECQ: Divisão de Engenharia e Controle de Qualidade. 1977. 31 p. (Relatório de acompanhamento).

_____. **Qualidade do concreto aplicado na usina de PA/II com resultados da instrumentação das estruturas fissuradas.** DTIQ: Divisão de Engenharia e Controle de Qualidade, 1979. 11 p. (Relatório do laboratório de concreto / DTIQ 004).

DURAND, B. A note about alkali contribution from aggregates in concrete affected by ASR. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p.169-177.

FARNY, J. A.; KOSMATKA, S. H. **Diagnosis and control of alkali-aggregate reactions in concrete.** Skokie, IL: Portland Cement Association, 1997. 24 p. (Concrete Information Series, n. 2071).

FORAY, G. et al. Assessment at the laboratory scale of several factors affecting ASR reaction, to build a model validation database. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p. 708-715.

FOURNIER, B.; BÉRUBÉ, M. A. Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, CA, n. 27, p. 167-191, Aug. 2000.

FOURNIER, B. Mitigation of the effect of alkali-silica reaction in concrete structures: a review. In: INTERNATIONAL ACI/CANMET CONFERENCE ON QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES AND RECENT ADVANCES

IN CONCRETE MATERIALS AND TESTING, 4., 2005, Olinda, Pernambuco. **Anais...** Olinda, Recife: 2005. p-1-20. 1 CD-ROM.

FURNAS. Laboratório de concreto. **Concretos**: massa, estrutural, projetado e compactado a rolo: ensaios e propriedades. São Paulo: PINI. 1997.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A. **Análise petrográfica e determinação dos teores de álcalis do concreto da casa de força da UHE Paulo Afonso IV.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Solos, 1998a. 26 p. (Relatório DCT.T.04.002.98-R1 elaborado para CHESF).

_____. **Reatividade potencial álcali-agregado e módulo de elasticidade do concreto da UHE Paulo Afonso IV.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto, 1998b. 16 p. (Relatório DCT.T.1.094.1997-R1 elaborado para CHESF).

_____. **Investigação da reação álcali-agregado através do método desenvolvido por Grattan-Bellew e Ari Danay para UHE Paulo Afonso IV.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto, 1998c. 21 p. (Relatório DCT.T.4.014.1998-R1 elaborado para CHESF).

_____. **Análise petrográfica em testemunhos de concreto UHE Paulo Afonso I, II, III e UAS Moxotó.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto, 2001a. 38 p. (Relatório DCT.T.1.071.2001-R0 elaborado para CHESF).

_____. **Determinação do índice de deterioração do concreto UHE Paulo Afonso I, II, III e UAS Moxotó.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto. 2001b. 43 p. (Relatório DCT.T.1.027.2001-R0 elaborado para CHESF).

_____. **Avaliação do comportamento expansivo de agregados e testemunhos de concreto UHE Paulo Afonso I, II, III e UAS Moxotó.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto, 2002. 23 p. (Relatório DCT.T.1.192.2001-R1 elaborado para CHESF).

_____. **Ensaio para determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade de testemunhos de concreto da UHE Paulo Afonso I, II, III e UAS Moxotó.** Goiânia: Departamento de Apoio e Controle Técnico; Laboratório de Concreto, 2006. 32 p. (Relatório DCT.T.1.039.2001-R3 elaborado para CHESF).

GAMBALE, E. A. et al. Estudo comparativo de resultados de ensaios de reatividade por diferentes métodos de ensaios. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997a, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p.61-68.

GITAHY, H. S. Reação álcali-sílica: mecanismo, diagnóstico e medidas preventivas. In: SEMINÁRIO SOBRE DURABILIDADE DO CONCRETO, 1984, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1984. p.1-30.

GRATTAN-BELLEW, P. E.; DANAY, A. Comparison of laboratory and field evaluation of alkali-silica reaction in large dams. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTIONS IN HYDROELECTRIC PLANTS AND DAMS, 1992, Fredericton, Canada. **Proceedings...** Fredericton, Canada: Canadian Electrical Association, 1992. p.1-23.

_____. Laboratory evaluation of alkali-silica reaction in concrete from Saunders generating station. **ACI Materials Journal**, Detroit, Mich., v. 92, n. 2, p. 126-134, March/April. 1995. Technical Paper.

_____. et al. Mass change, petrography and damage ratings of bars at the completion of the concrete microbar test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p. 257-265.

_____.; MITCHEL, L. D. Quantitative petrographic analysis of concrete – the damage rating index (DRI) method, a review. In: MARC-ANDRÉ BÉRUBÉ SYMPOSIUM ON ALKALI-AGGREGATE REACTIVITY IN CONCRETE, 2006, Montreal, Canadá. **Proceedings...** Montreal, Canadá, 2006. p. 321-334.

HASPARYK, N. P. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado: efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa.** 1999. 257 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.

_____.; MONTEIRO, P. J. M.; CARASEK, H. Effect of sílica fume and rice husk ash on alkali-silica. **ACI Materials Journal**, Detroit, Mich., v. 97, n. 4, p. 486-492, Jul./Ago. 2000. Technical Paper.

_____.; CARASEK, H; MONTEIRO, P. J. M. Estudo comparativo da reação álcali-agregado através de diferentes métodos de ensaio. In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2., 2000, São José dos Campos. **Anais...** São José dos Campos: Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2000. p 179-190

_____.; MONTEIRO, P. J. M.; CARASEK, H. Determinação da água adsorvida no estudo das expansões geradas pela reação álcali-agregado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2001. p 1-16. 1 CD-ROM.

_____.et al. Índice de deterioração do concreto em testemunhos extraídos de UHE's. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2002. p 1-16. 1 CD-ROM.

_____. et al. Expansions due to AAR verified in concrete cores and mortars from several power plants in Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004a. p. 888-897.

_____. et al. Deterioration index and properties of concretes from Paulo Afonso power plants – Brazil – affected by the alkali-aggregate reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004b. p. 898-906.

_____. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado.** 2005. 326 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HELENE, P. H. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros ara dosagem e controle dos concretos de cimento Portland.** 1987. 269 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.

_____.; PEREIRA, M. F.; CASTRO, P. Tests for alkali-aggregate reaction: a case study of bridge in Brazil. **Concrete International**, Detroit, Mich., v. 27, n. 7, p. 41-44, Jul. 2005.

HELMUTH, R.; STARK, D. Alkali-silica reactivity mechanisms. In: SKALNY, J. **Materials science of concrete III**. Westerville, Ohio: The American Ceramic Society, 1992. p. 131-208.

HOBBS, D. W. Influence of mix proportions and alkali content upon expansion due to the alkali-silica reaction. **Cement and concrete association**, Wexham Springs, publication 42.534, 31 p. 1980.

_____. Alkali levels required to induce cracking due to ASR in UK concretes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada.. **Proceedings...** Québec, Canada., 2000. p. 189-198.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS - ISE. **Structural effects of alkali-silica reaction**: technical guidance appraisal of existing structures. London, UK: Institution of Structural Engineer, 1992. 45 p.

KIHARA, Y.; SBRIGHI, C.; PECCHIO, M. Avaliação prática da previsão da reação álcali-silicato de rochas granitóides. In: SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2006. p.1-10. 1 CD-ROM.

JINYU, L. Problems on alkali-aggregate reactions of dam concrete in China. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004.

KUPERMAN, S. C. et al. A CESP e a detecção da reação álcali-agregado. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 26., 2005, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBGB, 2005. p. 1-14. 1 CD-ROM.

_____.; VIEIRA, S. R. S. S.; FERREIRA, W. V. F. Trials to determine the end of alkali-aggregate reaction expansions in a water intake. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p.1333-1342.

KURODA, T. et al. Effects of particle size, grading and content of reactive aggregate on ASR expansion of mortars subjected to autoclave method. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.736-743.

LARIVE, C. **EApports combines de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques**. 1997. 381 f. Thesis (Doctored) – L'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França, 1997.

_____.; LAPLAUD, A.; COUSSY, O. The role of water in alkali-silica reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p. 61-70.

LEPS, T. M. Historical prespective: alkali-aggregate reaction (AAR) – a brief history of its basic chemistry. In: ALKALI-AGGREGATE REACTIONS IN HYDROELETRIC PLANTS AND DAMS, 2., 1995, Chattanooga, Tennessee. **Proceedings...** Tennessee, E.U.A., 1995. p. 1-8.

LOPES, A. N. M et al. Investigação da RAA em testemunhos de concreto procedentes das UHE's Paulo Afonso I, II, III e IV. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2002. p. 1-16. 1 CD-ROM.

MIELENZ, R. C. **Petrographic examination of samples of concrete and concrete aggregates, Moxoto Hydroelectric Plant, Apolonio Sales Dam**. Ohio. 1984. 41 p. (Relatório para CHESF).

MIELENZ, R. C. **Petrographic examination of samples of concrete from power houses II and IV, Paulo Afonso Plant**. Ohio. 1988. 21 p. (Relatório para CHESF).

MINGSHU, T.; MIN, D. Progress on the studies of alkali-carbonate reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.51-59.

MING-YU, H.; MING-SHU, T. Study on the calculation of sodium equivalent in AAR. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.721-727.

- MONETTE, L. J. G. **Effects of the alkali-silica reaction on unloaded, statically loaded and dynamically loaded reinforced concrete beams**. 1997. 185 f. Thesis (Doctored) – University of Ottawa, Ottawa, Ontario, Canada, 1997.
- MONTEIRO, P. J. M. et al. Influence of mineral admixtures on the alkali-aggregate reaction. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v. 27, n. 12, p. 1899-1909. 1997.
- MULTON, S. et al. Estimation on the residual expansion of concrete damaged by ASR. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.956-963.
- PECCHIO, M. et al. Produtos da reação álcali-silicato em concretos de edificações da região do Grande Recife – PE. In: SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2006. p.1-10. 1 CD-ROM.
- PAULON, V. A. **Reações álcali-agregado em concreto**. 1981. 114 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.
- PREZZI, M.; MONTEIRO, P. J. M.; SPOSITO, G. The alkali-silica reaction, part I: use of the double-layer theory to explain the behavior of reaction-product gels. **ACI Materials Journal**, v. 94, n. 1, p. 10-17, Jan-Feb. 1997.
- RIVARD, P.; FOURNIER, B.; BALIVY, G. Quantitative assessment of concrete damage due to alkali-silica reaction (ASR) by petrographic analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p.889-898.
- RODRIGUES, E. P.; KIHARA, Y.; SBRIGHI, C. A RAA de rochas “granitóides” e quartzíticas: proposta de índice de reatividade potencial. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Anais...** Goiânia:CBDB, 1997. p.151-159.
- SALLES, F. M.; OLIVEIRA, P. J. R. Uma abordagem sobre a reatividade de basaltos com os álcalis do cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE

ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Anais...** Goiânia:CBDB, 1997. p.111-121.

SCUERO, A. M.; VASCHETTI, G. L.; GONTIJO, M. C. Por que geomembranas no Tema 96? In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 26., 2005, Goiânia. **Anais...** Goiânia, 2005. p 1-14. 1 CD-ROM.

SHAYAN, A.; WARK, R. E.; MOULDS, A. Diagnoses of AAR in Canning Dam, characterization of the affected concrete and rehabilitation of the structure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p.1383-1392.

_____.; XU, A. Effects of cement composition and temperature of curing on AAR and DEF expansion in steam-cured concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 12., 2004, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing, China, 2004. p.773-788.

_____.; GRIMSTAD, J. Deterioration of concrete in a hydroelectric concrete gravity dam and its characterisation. **Cement and concrete research**, Elmsford, v. 36, p.371-383, 2005.

SHRIMER, F. H. Development of the damage rating index method as a tool in the assessment of alkali-aggregate reaction in concrete: a critical review. In: MARC-ANDRÉ BÉRUBÉ SYMPOSIUM ON ALKALI-AGGREGATE REACTIVITY IN CONCRETE, 2006, Montreal, Canada. **Proceedings...** Montreal, Canada, 2006. p. 391-412.

SILVA, C. A. R. da et al., Métodos utilizados na investigação da RAA. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p. 53-60.

SILVA, P. N. **Histórico da reação álcali-agregado nas usinas hidroelétricas do complexo Paulo Afonso**. 2005. 55 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização) - Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, Recife, 2005.

SILVEIRA, J. F. A. et al. AAR at Moxotó: ten years of monitoring and remedial measures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE

REACTIONS IN HIDROELETRIC PLANTS AND DAMS, 2., 1995, Chattanooga, Tennessee. **Proceedings...** Chattanooga, Tennessee, 1995. p. 133-146.

_____.; DEGASPARE, J. C.; CAVALCANTI, A. J. C. T. Diagnosis of the cause of the progressive concrete swelling at the Paulo Afonso I, II and III underground power station. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada.. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p. 1393-1402.

_____. et al. Investigação da reatividade álcali-agregado e a confiabilidade dos métodos de ensaios acelerados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2002. p. 1-15. 1 CD-ROM.

SILVEIRA, A. L. Z. P. **Estudo da reação álcali-agregado em rochas carbonáticas**. 2006. 202 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

_____. et al. Investigação da reação álcali-agregado em rochas carbonáticas. In: SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2006. p.1-16. 1 CD-ROM.

SIMON, M. J.; WATHNE, L. G. Effect of cement and added NaOH on measured expansions in ASTM C 1260 tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada.. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p. 483-492.

SMAOUI, N. et al. Effect of ASR on the mechanical properties of concrete: comparison between two reactive aggregates. Submitted to **Cement, Concrete and Aggregates**. 2004

STANTON, T. E. Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. **Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, New York, v. 66, n. 10, p. 1781-1811, 1940.

STARK, D. Alkali-silica reactivity: some reconsiderations. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, PA, v. 2, n. 2, p. 92-94, 1980.

SWAMY, R. N. Structural implications of alkali-silica reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 8., 1989, Kyoto. **Proceedings...** Kyoto, 1989. p.683-689.

_____. **The alkali-silica reaction in concrete**. Glasgow: Blackie and Son, 1992. 333 p.

THOMAS, M. D. A.; HOOPER, R.; STOKES, D. B. Use of lithium-containing compounds to control expansion in concrete due to alkali-silica reaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings...** Québec, Canada, 2000. p. 783-792.

TANGO, C. E. S. **Um estudo do desenvolvimento da resistência à compressão do concreto de cimento portland até 50 anos de idade**. 1990. 146 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.

TUTHILL, L.H. Alkali-silica reaction – 40 years later. **Concrete International**, v. 4, n. 4, p.32-36, 1982.

VALDUGA, V. et al. Influência da forma do agregado, da relação água/cimento e da consistência da argamassa na verificação da potencialidade reativa do agregado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife. **Anais...** São Paulo: Ibracon, 2005. p.II.118-II128.

VIEIRA, S. R. S. S. Investigação das reações álcali-agregado em concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., 1997, Goiânia. **Anais...** Goiânia: CBDB, 1997. p.143-150.

XU, G. J. Z.; WATT, D. F.; HUDEC, P. P. Effectiveness of mineral admixtures in reducing ASR expansion. **Cement and concrete research**, Elmsford, v. 25, n. 6, p.1225-1236, 1995.