GILBERTO NERY DE ARAÚJO NETO

CONTRIBUIÇÃO AO DESENVOLVIMENTO DE TÉCNICAS DE MONITORAMENTO REMOTO PARA BLOCOS DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM VISTAS À DURABILIDADE

São Paulo
2012

GILBERTO NERY DE ARAÚJO NETO

CONTRIBUIÇÃO AO DESENVOLVIMENTO DE TÉCNICAS DE MONITORAMENTO REMOTO PARA BLOCOS DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM VISTAS À DURABILIDADE

Tese apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil

São Paulo
2012

GILBERTO NERY DE ARAÚJO NETO

CONTRIBUIÇÃO AO DESENVOLVIMENTO DE TÉCNICAS DE MONITORAMENTO REMOTO PARA BLOCOS DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM VISTAS À DURABILIDADE

Tese apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil

Área de concentração:
Materiais de construção

Orientador: Prof. Titular
Paulo Helene

São Paulo
2012

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 5 de janeiro de 2012

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Araújo Neto, Gilberto Nery de
Contribuição ao desenvolvimento de técnicas de monitoramento remoto para blocos de fundação de edifícios em concreto armado com vistas à durabilidade / G.N. de Araújo Neto. -- São Paulo, 2012.
156 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1. Estrutura de concreto (Monitoramento; Durabilidade) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil II. t.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha mulher, Juliane, aos meus familiares e amigos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não estaria devidamente concluído se que nele não expressasse os meus mais sinceros agradecimentos e enorme reconhecimento àqueles que de alguma forma colaboraram no decurso de sua elaboração.

À minha esposa que me acompanhou nessa longa caminhada, sofreu e comemorou cada acontecimento, sendo uma verdadeira companheira de viagem, meu mais apaixonado agradecimento.

À minha família que foi sempre a minha fortaleza, me apoiou ao longo deste desafio e me fez sentir seguro mesmo sob as mais bravas tempestades, os meus agradecimentos mais que amorosos.

Ao estimado Prof. Paulo Helene, quero expressar meu profundo reconhecimento pela amizade, apoio e estímulo, manifestados desde sempre. Ao Prof. Paulo Helene devo a orientação, permanente incentivo e apoio concedido, sem esquecer-me de citar o quanto tenho aprendido, no trabalho na vida. Os meus agradecimentos.

À FAPESP pelo apoio financeiro essencial para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao National Research Council Canadá por ter me disponibilizado sua estrutura de laboratório para pesquisas assim como todo o material necessário.

Ao Professor Daniel Cusson, que me recebeu no National Research Council Canada (NRC) e foi sempre paciente e solícito em relação à minha pesquisa, assim como à toda a equipe de técnicos e pesquisadores do NRC que me receberam de braços abertos.

Ao Prof. Tibério Andrade e aos mestres Sérgio Lemos Antônio Nereu, mais que companheiros no processo do doutorado.

Aos professores Maryangela Geimba de Lima e Josemir Coelho Santos pela grande ajuda e maravilhosos conselhos no exame de qualificação e aceitação para participar da banca de defesa da tese.

Aos professores Enio Pazini Figueiredo e Juliana Fernandes pela pronta aceitação do convite para participar da banca de defesa da tese.

Ciência é conhecimento organizado.
Sabedoria é vida organizada.
(Immanuel Kant)

RESUMO

Durante muito tempo as estruturas de concreto foram consideradas “livres de manutenção”, ou seja, estruturas quase eternas a menos que fossem sobrecarregadas ou destruídas intencionalmente ou por acidente. Esse pensamento caiu por terra nas últimas décadas quando várias estruturas de concreto começaram a apresentar problemas degradando-se bem mais rápido que o esperado. O monitoramento estrutural nasceu da necessidade de acessar a condição de segurança de uma estrutura de forma mais rápida, precisa e com o benefício de criar uma base de dados sobre a estrutura monitorada. O monitoramento de edifícios ainda é um assunto pouco abordado nas pesquisas e publicações. O alto custo agregado às pontes, viadutos e outras grandes estruturas atraem o interesse de pesquisadores e fabricantes de equipamentos. O problema escolhido como alvo no monitoramento a ser desenvolvido foi a degradação de blocos de fundações em concreto armado com reação álcali-agregado (RAA) pela dificuldade de acesso em inspeções. Uma simulação da expansão causado por RAA em concreto foi desenvolvida para experimentos com sensores e técnicas de monitoramento de fundações. No experimento foram testadas aplicações de *strain gauges* na armadura, na superfície através de um *long gauge* adaptado e LVDTs (*linear variable differential transformer*) aplicados na superfície. A ancoragem dos *long gauges* não suportou o esforço, impedindo a correta avaliação do sensor. Os LVDTs têm grande potencial para acompanhar o desenvolvimento de fissuras, mas sofrem depois de alguma expansão, pois se desalinham com a superfície do concreto. Os strain gauges aplicados na armadura mostraram boa relação com a expansão medida e têm grande potencial no monitoramento. O processo de decisão e projeto do monitoramento para os blocos é explicado e definido. Uma proposta de aplicação do conceito de estrutura tolerante a dano aos blocos de fundação com RAA é dada para otimização de planos de manutenção e intervenções.

ABSTRACT

For a long time, concrete structures were considered "maintenance-free", i.e. quasi eternal, unless they were overloaded or destroyed intentionally or by accident. This thought has been reconsidered in recent decades when several concrete structures began to present problems and degraded much faster than expected. Structural monitoring has been originated from the need to access the safety condition of a structure more quickly, accurately and with the benefit of creating a database of the structure monitored. The high cost related to bridges, overpasses and other large structures still attracts the interest of researchers and equipment manufacturers. However, the monitoring of buildings is still a subject rarely addressed in research and publications. The problem chosen to be addressed in this research is the degradation of reinforced concrete foundation blocks by alkali-aggregate reaction (AAR) due to difficult access during inspections and unpredictable development of the problem. A review on the sensors available on the market and on monitoring techniques used in other structures with the problem was undertaken. A simulation of the AAR`s expansion in concrete has been developed for an experiment with sensors and monitoring techniques of foundations. In this experiment, strain gauges were applied on the reinforcing bars and adapted on a long gauge on the surface. LVDTs (linear variable differential transformer) were also applied on the surface. The anchoring of the long gauges did not support the applied tension, preventing a correct evaluation of the sensor. LVDTs have great potential to monitor the development of cracks, but after the concrete suffering some expansion, they get misaligned with the surface. The strain gauges used in the armor showed a good relation with the expansion and have great potential in monitoring. The whole decision and design process for the structural health monitoring (SHM) for AAR attacked foundation blocks is explained and the project is defined. A proposal of a damage-tolerant approach for the block is given for optimization of maintenance and interventions.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. 1 - Pontes na Coréia concebidas com monitoramento estrutural desde o projeto. (YUN, 2004) 12
Figura 1. 2 - Exemplo de software de monitoramento em tempo real “Integrated BMS software” (YUN, 2004). 13
Figura 1. 3 - Escombros do Edf. Areia Branca (GUSMÃO, 2005) 15
Figura 1. 4 – Bloco de fundação com quadro fissuratório (ANDRADE, 2006) 15
Figura 2. 1 - Esquema de sistema de monitoramento estrutural. 25
Figura 2. 2 - Sensor mecânico usado para medir desenvolvimento de fissuras ao longo do tempo (LEE; SESHIA, 2010). 27
Figura 2. 3 - Célula de carga montada em cabo de sustentação de ponte (ALMEIDA et al., 2006). 28
Figura 2. 4 - Sensores, eletrodo de referência e armaduras dentro da fôrma, antes da concretagem (FIGUEIREDO, 2010). 29
Figura 2. 5 - Sensores acústicos utilizados na técnica de Emissão Acústica. Fonte: PHYSICAL ACOUSTICS CORPORATION (2011) 30
Figura 2. 6 - Sensores FBG com diferentes encapsulamentos Fonte: FIBER SENSING (2009). 31
Figura 2. 7 - Instrumento de monitoramento visual (MANETTI; INAUDI; GLISIC, 2008). 32
Figura 2. 8 - Esquema de funcionamento do monitoramento do Halifax Metro Center (MANETTI; INAUDI; GLISIC, 2008). 32
Figura 2. 9 - Gráfico sinal analógico e digital 38
Figura 2. 10 – Exemplo de uma placa de aquisição de dados com interface PCI. Fonte: OMEGA (2011). 38
Figura 2. 11 - Exemplo de sistema de aquisição externo em caixa. Fonte: DATATAKER (2011). 39
Figura 2. 12 - Exemplo de sistema de aquisição em rack. Fonte: NATIONAL INSTRUMENTS (2011) 40
Figura 2. 13 - Exemplo de módulo de aquisição USB. Fonte: HYTEK AUTOMATION (2011) 40

Figura 2. 14 - Interface de programa para aquisição de dados desenvolvida por Assis (2007). 41
Figura 3. 1 - Vista do bloco 166A do Projeto Punggol EC26 durante a construção, Singapura (2000) (GROSSO et. al., 2011) 45
Figura 3. 2 - Posicionamento do sensor no pilar. (GLISIC et. al., 2007) 46
Figura 3. 3 - Sensor posicionado para concretagem e ponto de conexão para leitura. (Adaptada de Roctest, 2011) 47
Figura 3. 4 - Pilares monitorados na andar térreo. (GLISIC et. al., 2007) 47
Figura 3. 5 - Esquema de redistribuição de cargas com recalque diferencial. 48
Figura 3. 6 - Esquema de sistema de monitoramento baseado em sensores sem fio. Modificado de Lynch et. al. (2002) 49
Figura 3. 7 - Diagrama esquemático do sistema proposto por Park et. al. (PARK et. al., 2010) 50
Figura 3. 8 - Exemplo de 2 imagens produzidas pela mesma câmera durant um experimento onde é possível estimar os deslocamentos. (PARK et. al., 2010) 50
Figura 3. 9 - Estaca de fundação com fibras ópticas pronta para receber o concreto. (KISTER et. al., 2007) 51
Figura 3. 10 - Posicionamento das redes de Bragg na estaca. (Modificado de KISTER et. al., 2007) 52
Figura 3. 11 - Foto da proteção de polímero reforçado com fibras de carbono usada no projeto. (KISTER et. al., 2007) 53
Figura 3. 12 - Imagem de concreto afetado por RAA gerada por câmera de infra-vermelho. (KABIR, 2010) 54
Figura 3. 13 - Linhas de propagação das ondas na seção da barragem. (RIVARD et al., 2010) 54
Figura 3. 14 - Tomografia sísmica. A boa qualidade do concreto está associada às maiores velocidades. (RIVARD et al., 2010) 55
Figura 3. 15 - Medidores triortogonais instalados para monitoramento de fissuras superficiais. (SALLES, 2010) 56
Figura 3. 16 – Escavação para acesso aos blocos de fundação de edifício em Recife. (ANDRADE, 2006) 58
Figura 3. 17 – Fundação de edifício habitacional afetada por RAA. (ANDRADE, 2006) 60
Figura 4. 1 – Sequência de decisões para projeto de monitoramento. 63

Figura 4. 2 - Exemplo de bloco de fundação com fissuração formando grandes placas. (ANDRADE, 2006) 66
Figura 5. 1 - Mapa de fissuras de CP usado por Toma et. al. (2007) para simular RAA em concreto armado. (TOMA et. al., 2007). Resultado não convincente. 72
Figura 5. 2 - Componentes e ação do CSA. 74
Figura 5. 3 - Embalagem de CSA#20. 75
Figura 5. 4 - Fôrma já preenchida sendo selada. 76
Figura 5. 5 - Fôrmas preparadas para receber o concreto. 76
Figura 5. 6 - Diagrama do aparato para medição de retração. (Adaptado de CUSSON; HOOGEVEEN, 2007) 77
Figura 5. 7 - Disco de ancoragem do LVDT no concreto. 77
Figura 5. 8 - DataTaker DT500 usado no experimento com o módulo de expansão de canais acoplado. 78
Figura 5. 9 - Moldes prontos para receber o concreto. 79
Figura 5. 10 - Regularização de superfície em CP de concreto expansível na mesa vibratória 80
Figura 5. 11 - Moldes preenchidos, com a cobertura plástica colocada e acoplados ao sistema. 80
Figura 5. 12 - Bancada com aparatos de medição e sistema de aquisição. 81
Figura 5. 13 - Gráfico de resistência à compressão dos concretos analisados. 82
Figura 5. 14 - Gráfico de resistência x expansão. 83
Figura 5. 15 - Gráfico de ar incorporado dos concretos analisados. 83
Figura 5. 16 - Gráfico de abatimento do tronco de cone dos concretos analisados. 84
Figura 5. 17 - Gráfico de temperatura das amostras ao longo do tempo. 84
Figura 5. 18 - Gráfico da expansão das amostras com CSA. 85
Figura 5. 19 - Gráfico da expansão das amostras com PCSA. 86
Figura 5. 20 - Microfissuras na amostra de concreto com 60 Kg/m³ de PCSA, com magnificação de 1000 vezes. 87
Figura 5. 21 - Etringita encontrada na amostra de concreto com 60 Kg/m³ de PCSA. Com magnificação de 10.000 vezes. 87
Figura 5. 22 - Molde para prisma com barras para restringir expansão. 88
Figura 5. 23 - Vista explodida do molde com placas de madeira e barras. 90
Figura 5. 24 - Posicionamento das barras no prisma. 90

Figura 5. 25 - Bloco com furos aleatórios para preenchimento com pasta expansiva. 91
Figura 5. 26 - Cubos na câmara úmida. 93
Figura 5. 27 - Corpos de prova ainda nas fôrmas plásticas. 97
Figura 5. 28 - Cilindros moldado com concreto permeável utilizando brita A (esq.) e B (dir.). 98
Figura 5. 29 - Cilindros de concreto permeável com o revestimento ainda no molde. 99
Figura 5. 30 - Cilindros com revestimento aplicado. 100
Figura 5. 31 - Pasta expansiva sendo introduzida em um cilindro. 100
Figura 5. 32 - Cilindro 1A, (a) 6 e (b) 24 horas depois de preenchido com a pasta expansiva. 101
Figura 5. 33 - Modelo 3d do prisma para simulação de fundação. 102
Figura 5. 34 - Fôrma com 2 camadas de madeira para confecção do prisma. 104
Figura 5. 35 - Espaçador posicionado no fôrma. 105
Figura 5. 36 - Tampões de borracha vedado drenos no prisma. 105
Figura 5. 37 - Preenchimento da fôrma com concreto permeável. 106
Figura 5. 38 - Prisma de concreto permeável sob cura úmida. 107
Figura 5. 39 - Adensamento da camada de argamassa. 107
Figura 5. 40 - Prisma para simulação de RAA com drenos vedados. 108
Figura 5. 41 - Furos feitos na face superior do prisma para uso de vibrador. 109
Figura 5. 42 - Pasta expansiva escorrendo por um dreno do prisma. 109
Figura 5. 43 - introdução da pasta expansiva no prisma. 110
Figura 5. 44 - (a) Prisma com RAA simulada em Lab, (b) Bloco de fundação afetado por RAA (ANDRADE, 2006). 111
Figura 5. 45 - Moldes 15x30 colocados no prisma para deixar o espaço necessário ao uso do vibrador. 113
Figura 5. 46 - LVDT aplicado à superfície do prisma. 114
Figura 5. 47 - Etapas da aplicação da proteção do strain gauge. 115
Figura 5. 48 - Long gauges para aplicação na superfície. 116
Figura 5. 49 - Long gauge na prensa para teste de expansibilidade e linearidade. 116
Figura 5. 50 - Gráfico comparativo entre deformação medida pelo sensor e deformação imposta. 117
Figura 5. 51 - Crack scope usado para leituras de referência. 117

Figura 5. 52 - Strain gauges aplicados nas barras de reforço (com a proteção). 118
Figura 5. 53 - Prisma na bancada aguardando instalação dos sensores superficiais. 119
Figura 5. 54 - Face N com sensores aplicados. 120
Figura 5. 55 - Face E com sensores aplicados. 121
Figura 5. 56 - Face S com sensores aplicados. 121
Figura 5. 57 - Face com pontos de medição de fissura marcados. 122
Figura 5. 58 - Ensaios para teste de aderência do long gauge. 123
Figura 5. 59 - Gráfico comparativo da expansão horizontal medida pelos sensores da barra e o somatório de abertura de fissuras na face S.....124
Figura 5. 60 - Gráfico comparativo da expansão horizontal medida pelos sensores da barra e o somatório de abertura de fissuras na face E.....126
Figura 6. 1 - Planta baixa do fundo de um bloco reforçado. (Adaptado de FIGUEIÔA; ANDRADE, 2007).....128
Figura 6. 2 - Esquema de quebra de concreto para aplicação de sensor. 128
Figura 6. 3 - Mecânica de bloco de fundação. (Adaptado de FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007).....130
Figura 6. 4 - Barras indicadas para instrumentação no bloco. 130
Figura 6. 5 - Partes de um extensômetro elétrico (ANDOLFATO; CAMACHO; BRITO, 2004). 131
Figura 6. 6 - Esquema de funcionamento de uma rede de Bragg. (SILVA, 2005)...133
Figura 6. 7 - Esquema de funcionamento de um sistema baseado em redes de Bragg. (adaptado de TENNYSON et. al., 2001) 134
Figura 6. 8 - Aviões com estrutura danificada que não cairam. (BOLLER, 2011) ...136
Figura 6. 9 - Bloco de fundação de edifício com RAA. (ANDRADE, 2006) 137
Figura 6. 10 - Gráfico dano x tempo para estrutura tolerante a dano.....137
Figura 6. 11 - Gráfico custo de recuperação x dano. 138
Figura 6. 12 - Cruzamento dos gráficos de custo x dano x tempo. 138
Figura 6. 13 - Gráfico da expansão x tempo da RAA. (adaptado de FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007).....140
Figura 6. 14 - Esquema de bloco de fundação com armaduras e bielas de compressão indicadas e localização dos danos.....141
Figura 6. 15 - Hipótese de gráfico dano x Tempo parabloco de fundação em relação à RAA. 141

Figura 6. 16 - Gráfico Custo x Dano para um bloco de fundação com RAA. 142
Figura 6. 17 - Gráfico custo x dano x tempo de um bloco de fundação afetado por RAA com modificação causada por intervenção. 143

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 11

1.1 Contextualização 11

1.2 Monitoramento estrutural 16

1.3 Importância da pesquisa 17

1.3.1 Direitos do consumidor 17

1.3.2 Monitoramento para edifícios 18

1.4 Objetivos da pesquisa 18

1.4.1 Objetivo geral 18

1.4.2 Objetivos específicos 18

1.5 Originalidade da pesquisa 19

1.6 Conteúdo 19

2 SISTEMAS DE MONITORAMENTO 21

2.1 Introdução 21

2.2 Princípios do monitoramento estrutural 22

2.2.1 Defeito, dano e falha 23

2.2.2 Medições, leitura de sensores 24

2.2.3 Escalas de gravidade e de tempo para a degradação 24

2.3 Componentes 24

2.3.1 Rede de sensores 26

2.3.2 Sistema de aquisição de dados 32

2.3.3 Transferência de dados 42

2.3.4 Tratamento de dados 42

2.3.5 Análise e gestão de dados 43

3 MONITORAMENTO DE EDIFÍCIOS 44

3.1 Introdução 44

3.2 Monitoramento de edifícios 45

3.2.1 Projeto Punggol 45
3.2.2 Utilizando-se rede de sensores sem fio 49
3.2.3 Baseado em monitoramento visual 49
3.3 Monitoramento de fundações 51
3.4 Monitoramento de RAA 53
3.4.1 Baseado em imagem 53
3.4.2 Baseado em tomografia sísmica 54
3.4.3 Com o acompanhamento das fissuras 55
3.5 O problema 56
4 PROJETO DE MONITORAMENTO 62
4.1 Condições ambientais e de uso da estrutura 63
4.2 Objetivo do monitoramento 64
4.3 Nível de diagnóstico 64
4.4 Tempo de aplicação 65
4.5 Grandezas monitoradas 65
4.6 Abrangência 66
4.7 Durabilidade dos componentes 66
4.8 Tecnologia do sistema 67
4.9 Locais de aplicação 67
4.10 Resolução dos sensores 68
4.10.1 Superfície do bloco 68
4.10.2 Barra de armadura 68
4.11 Sensores 69
5 EXPERIMENTOS, MATERIAIS E MÉTODOS 70
5.1 Desenvolvimento de procedimento de simulação da expansão de RAA em laboratório 71
5.1.1 Primeira abordagem, concreto expansivo 72

5.1.2 Segunda abordagem, Impor restrição ao concreto expansivo 88
5.1.3 Terceira abordagem, blocos com furos preenchidos com pasta expansiva 91
5.1.4 Concreto permeável com pasta expansiva 94
5.1.5 Simulação de bloco de fundação afetado por RAA 101
5.2 Monitoramento de expansão de fundação 111
5.2.1 Variáveis analisadas 112
5.2.2 Material utilizado 112
5.2.3 Programa experimental 118
5.2.4 Resultados e discussão 122
6 PROPOSTA DE MONITORAMENTO DE EDIFÍCIOS 127
6.1 Amostragem 127
6.2 Instrumentação 127
6.2.1 Como instrumentar 127
6.2.2 Onde instrumentar 129
6.3 Sensores 131
6.3.1 Strain gauge elétrico 131
6.3.2 *Strain gauges* ópticos baseados em redes de Bragg (Fiber Bragg Grating - FBG sensor) 132
6.4 Sistema de aquisição 135
6.5 Transferência de dados 135
6.6 Aplicação da teoria da estrutura tolerante a dano 136
7 CONCLUSÃO 144
7.1 Conclusão propriamente dita 144
7.2 Continuação de pesquisa 145
7.3 Publicações 145
7.4 Cursos e afins 146
8 REFERÊNCIAS 147

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Durante muito tempo as estruturas de concreto foram consideradas “livres de manutenção”, ou seja, estruturas quase eternas a menos que fossem sobrecarregadas ou destruídas intencionalmente ou por acidente. Com o advento dos concretos armado e protendido, esse pensamento caiu por terra nas últimas décadas quando as estruturas de concreto começaram a apresentar problemas, degradando-se bem mais rápido que o esperado. Neste contexto, no final do século XX, nasce o conceito de vida útil das estruturas, onde foram inseridos diversos conhecimentos relativos aos fatores intervenientes na saúde[1] das construções que antes eram desconhecidos ou ignorados.

É cada vez maior a preocupação do meio técnico com a conservação de estruturas em geral. Em todo o mundo vêm ocorrendo acidentes e várias estruturas de concreto apresentam problemas precocemente. Estruturas com problemas podem gerar diversos prejuízos para a sociedade. A interdição de uma ponte ou de um edifício residencial afeta toda uma cidade, no caso da ponte, ou afeta de forma considerável inúmeras famílias, no caso do edifício. Os danos são ainda maiores quando há o colapso de parte da estrutura, causando algumas vezes a perda de vidas. Muitos dos problemas nas estruturas seriam minimizados com uma manutenção preventiva. Certos problemas são congênitos, ou seja, têm origem na concepção do projeto e na própria construção e escolha de materiais. Porém, todos necessitam de um diagnóstico, de uma detecção que possa indicar o problema. Assim surge o monitoramento[2] estrutural, como auxílio na detecção precoce dos problemas.

Grosso; Inaudi e Pardi (2002) definem bem os principais objetivos do monitoramento estrutural que consistem em detectar danos ou processos de deterioração da estrutura ainda no início, quando a terapia é mais simples e eficaz, e auxiliar na identificação das suas origens e causas. O monitoramento estrutural tem

---

[1] Saúde é o termo consagrado mundialmente no meio técnico para definir a integridade, desempenho, durabilidade e segurança das estruturas

[2] O termo monitoramento e monitoração são sinônimos. Os sufixos “mento” e “ação” são concorrentes, ambos têm a função de transformar o verbo em substantivo, onde o substantivo é a ação ou resultado da ação do verbo

sido pesquisado ao redor do mundo e vem demonstrando eficácia na prevenção de falhas estruturais com influência direta na segurança e vida útil das estruturas monitoradas (BASSEVILLE et al., 2004, GLISIC, INAUD e VURPILLOT, 2002).

Leuckert (2000) destacou, já no ano 2000, o contraste apresentado pelas técnicas e equipamentos para o monitoramento estrutural da época, em relação aos primeiros métodos de registro de medidas, que se resumiam à observação do processo e leitura das medidas apresentadas pelos instrumentos de medição. Hoje a diferença ainda é maior, com o desenvolvimento de diversas tecnologias e as diferentes possibilidades que os sistemas oferecem.

As primeiras estruturas alvo do monitoramento estrutural foram as mais caras e aquelas em que uma falha causaria prejuízo considerável, justificando assim o custo da pesquisa e desenvolvimento de instrumentos específicos. Hoje existe uma gama de métodos de monitoramento de estruturas, aplicados principalmente à grandes obras, que fornecem informações importantes sobre a saúde da estrutura e permitem um acompanhamento efetivo da sua condição de serviço. As pontes são as mais beneficiadas com o monitoramento estrutural.

Yun (2004) mostra, no seu trabalho, pontes na Coréia do Sul que tiveram monitoramento previsto desde sua concepção. Exemplos dessas pontes são a Seohai Bridge, a Banghwa Bridge e a Youngjong Bridge (Figura 1. 1). Yun (2004) mostra também um exemplo de software com modelo digital de uma ponte que mostra o comportamento da estrutura em tempo real (Figura 1. 2), o software é chamado *bridge management software* ou BMS.

(a) Seohai Bridge (b) Banghwa Bridge (c) Youngjong Bridge

Figura 1. 1 - Pontes na Coréia concebidas com monitoramento estrutural desde o projeto. (YUN, 2004)

Figura 1. 2 - Exemplo de software de monitoramento em tempo real "Integrated BMS software" (YUN, 2004).

Outro exemplo de monitoramento bem sucedido é o do metrô de Seul na Coréia do Sul em sua segunda fase de construção, quando foram incluídas 4 linhas num total de 152 km de traçado. Em consequência das dificuldades enfrentadas para a construção dessa segunda fase, a *Seoul Metropolitan Rapid Transit Corporation* (SMRT) criou o *Automatic Tunnel Monitoring System* (ATMS), um sistema de alta tecnologia que desde 2001 monitora 24h por dia a segurança das linhas subterrâneas do metrô. Os dados obtidos nos túneis são enviados através da internet e armazenados no escritório central de monitoramento em tempo real. O programa integrado ao sistema analisa automaticamente a estabilidade do túnel. Os limites máximos das grandezas medidas para garantir a estabilidade do túnel foram calculados por meio de análise numérica; se as leituras se aproximarem destes limites, o sistema de alarme é ativado e as medidas de segurança são tomadas. Os dados obtidos no metrô de Seul possibilitam a geração de um maior conhecimento do comportamento do túnel a longo prazo. Segundo Chung et al. (2006) isso está permitindo uma otimização da manutenção preventiva, evitando acidentes e reduzindo custos.

No mundo, a atenção sobre o monitoramento estrutural teve início ainda no século XX. Como exemplo pode-se citar o programa de pesquisa ISIS Canada (*Intlligent Sensing for Innovative Structures*) criado em 1995 para desenvolver maneiras mais eficientes de construir, reparar e monitorar estruturas, mantendo o Canadá à frente no desenvolvimento e domínio de novas tecnologias neste campo.

Atualmente o programa conta com uma rede de 14 universidades, 30 líderes de projeto (pesquisadores principais), 275 pesquisadores, 190 organizações associadas e 45 projetos de demonstração. Para o período de 2006 a 2009 o programa recebeu 9,6 milhões de dólares canadenses (ISIS CANADA, 2011).

Contudo, ao avaliar as publicações e congressos no tema, é possível perceber que o monitoramento de edifícios ainda é pouco pesquisado, e um monitoramento remoto com vistas à durabilidade seria uma grande contribuição para a segurança e o prolongamento da vida útil destas estruturas.

Nery (2006) mostrou alguns acidentes em edifícios residenciais decorrentes da desinformação dos proprietários que ignoraram indícios de degradação e comprometimento da estrutura. Este fato mostra um ponto importante do monitoramento em edifícios, que é o de tirar do proprietário a responsabilidade de perceber essas manifestações patológicas, por não serem profissionais da área, permitindo que os mesmos tenham tempo de planejar uma intervenção e evitando que problemas graves, e normalmente de solução cara, sejam descobertos num estágio onde há a necessidade emergencial de ação. Este quadro se complica ainda mais quando a parte da estrutura que está sendo afetada não é de fácil acesso ou não está exposta.

Em outubro de 2004 o edifício Areia Branca (Figura 1. 3), de concreto armado, desmoronou no município de Jaboatão dos Guararapes em Pernambuco. No acidente quatro pessoas morreram. O laudo, produzido por uma equipe de engenheiros designados pelo CREA-PE, apontou má qualidade da execução das fundações e pescoço de pilares como principais causas do desmoronamento (GUSMÃO et al. 2005). Na ocasião da inspeção dos escombros os especialistas perceberam que a fundação apresentava reação álcali-agregado (RAA) incipiente, porém este fato despertou a atenção dos engenheiros locais para a degradação do concreto em fundações. A partir daí tornou-se comum na Região Metropolitana de Recife a inspeção da fundação em inspeções prediais. No mesmo local, mais de 8 casos de RAA já foram confirmados e o problema pode ser mais comum do que a comunidade técnica costuma considerar (ANDRADE, 2006).

Figura 1. 3 - Escombros do Edf. Areia Branca (GUSMÃO et al. 2005).

Para ter acesso aos blocos de fundação faz-se necessária a destruição da laje de subsolo e escavação do terreno ao redor dos blocos, processo este dispendioso e que incomoda os moradores ao interditar o estacionamento de subsolo (Figura 1. 4).

Figura 1. 4 – Bloco de fundação com quadro fissuratório (ANDRADE, 2006).

Apesar de todo o conhecimento a respeito da RAA, ainda existem grandes dificuldades para entender melhor os mecanismos envolvidos e controlar a ação deletéria (HASPARYK, 2005). O problema continua sem uma solução definitiva, sendo aplicadas técnicas de recuperação paliativas que precisam de acompanhamento para confirmar a solução ou controle do problema.

1.2 Monitoramento estrutural

Uma definição simples e direta para monitoramento (ou monitoração) é uma sequência de observações ou mensurações sistemáticas devidamente registradas e acompanhadas de avaliação. No caso do monitoramento estrutural, parâmetros relativos à condição e desempenho da estrutura são observados, gravados e avaliados com o intuito de fornecer de forma precisa e ágil a situação de serviço na qual a estrutura se encontra. A escolha dos parâmetros que serão objeto do monitoramento depende de uma série de fatores, tais como: tipo e propósito da estrutura, materiais utilizados, condições ambientais e fenômenos de degradação esperados. Estes parâmetros podem ser de natureza mecânica, física e/ou química.

Johnson et al. (2004), enfatizam a importância do monitoramento estrutural para a Engenharia Civil na ocasião de um terremoto, acidente, ou da degradação a longo prazo, quando as informações podem ser usadas para determinar a segurança da estrutura, planejar futuros reparos e estimar a vida útil residual.

O monitoramento estrutural ainda não substitui uma inspeção estrutural, pois não é concebido para fazer diagnóstico e formular uma solução. A detecção de comportamentos incomuns da estrutura através do monitoramento é resultado de algoritmos [3] pré-determinados. A eficiência do monitoramento vai depender do desempenho do sistema empregado e do algoritmo utilizado (GLISIC; INALDI, 2007). Entretanto, o histórico do comportamento estrutural gerado pelo monitoramento auxiliará na detecção do problema e da causa no momento da inspeção. Além disso, os dados podem ser usados para a determinação das ações de manutenção, reduzindo custos e potencializando efeitos.

[3] “Algoritmos”, no contexto, se refere à procedimentos de cálculo para a interpretação dos valores adquiridos pelo sistema, ou seja, tratamento e interpretação dos dados.

Com o aperfeiçoamento das técnicas e a criação de sensores cada vez mais específicos, o monitoramento estrutural está deixando de ser simplesmente a colocação de sensores em pontos estratégicos e se tornando uma nova área de conhecimento da Engenharia que precisa de estudo, projeto e metodologia específicos (GLISIC, 2009).

1.3 Importância da pesquisa

Para demonstrar a importância desta pesquisa, deve-se considerar dois aspectos comentados a seguir.

1.3.1 Direitos do consumidor

Conforme consta no item III do artigo 6, do capítulo III - Dos direitos básicos do consumidor, do Código de Defesa do Consumidor (CDC), Lei 8.078, de 11 de setembro de 1990:

> É direito básico do consumidor a informação adequada e clara sobre os diferentes produtos e serviços, com especificação correta de quantidade, características, composição, qualidade e preço, bem como sobre os riscos que apresentem (BRASIL, 1990).

Também é válido citar o Código Civil Brasileiro que entrou em vigor em janeiro de 2003 e que no artigo 618, do capítulo VIII – Da empreitada, diz:

> Nos contratos de empreitada de edifícios ou outras construções consideráveis, o empreiteiro de materiais e execução responderá, durante o prazo irredutível de cinco anos, pela solidez e segurança do trabalho, assim em razão dos materiais, como do solo (BRASIL, 2002).

Desta forma, o monitoramento, principalmente dos pontos ocultos, torna-se uma eficiente ferramenta de auíilio na identificação de problemas em tempo hábil para que o proprietário da obra possa se precaver.

1.3.2 Monitoramento para edifícios

Os edifícios residenciais, ao contrário das grandes estruturas, são de propriedade de famílias e não de grandes companhias ou do governo. Usualmente a verba que estas famílias dispõem para manutenção do imóvel é limitada. A estrutura desses edifícios residenciais envelhece e carece de atenção em relação à segurança como qualquer outra, com o agravante de que os moradores, por não terem conhecimento técnico do assunto, muitas vezes ignoram sinais de degradação e risco. Sem falar em alguns problemas que não apresentam sinais claros e visíveis até que já tenham comprometido a segurança da estrutura de forma considerável.

1.4 Objetivos da pesquisa

1.4.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é propor um sistema de monitoramento remoto para blocos de fundação em concreto armado que apresentam problemas expansivos.

1.4.2 Objetivos específicos

a) Produzir, baseado na literatura técnica disponível, uma introdução conceitual e técnica do assunto e um passo a passo das decisões e considerações no processo de desenvolvimento de um projeto de monitoramento, auxiliando o entendimento deste em relação à durabilidade por parte do leitor;

b) Avaliar diferentes possibilidades de instrumentação de blocos de fundação afetados por reações expansivas para o monitoramento;

c) Definir as diretrizes para um sistema a ser utilizado no monitoramento dos blocos de fundação em questão;

d) Aplicar o conceito de estrutura tolerante ao dano no monitoramento dos blocos de fundação afetados por reações expansivas

1.5 Originalidade da pesquisa

Em se tratando de monitoramento de processos expansivos em blocos de fundação, nada foi encontrado na bibliografia analisada. Por ser um campo de conhecimento relativamente novo e ainda pouco divulgado no Brasil, não foi encontrado nenhum guia, manual ou norma que auxilie o engenheiro no projeto de monitoramento.

As técnicas de monitoramento remoto já são usadas em grandes estruturas como pontes, barragens de hidroelétricas, entre outros. Porém, quando se analisa a possibilidade de utilização das mesmas técnicas em estruturas com características diferentes, como edifícios residenciais, por exemplo, depara-se com os problemas do custo e da adequação das técnicas. Algumas técnicas de monitoramento desenvolvidas especificamente para edifícios são direcionadas para áreas com incidência de terremotos e avaliam a condição da estrutura depois dos abalos. Este tipo de monitoramento não é adequado à realidade brasileira já que a incidência de terremotos é mínima e estatisticamente não é um risco para edifícios no Brasil.

1.6 Conteúdo

Esta tese está dividida em 7 capítulos descritos da seguinte forma:

No Capítulo 1 é apresentada uma introdução, contemplando a importância e relevância do tema estudado, os objetivos e a estrutura da pesquisa.

No Capítulo 2 há uma introdução ao assunto, contextualizando o surgimento e desenvolvimento do monitoramento e uma explanação do sistema proposto, desde conceitos básicos relativos ao projeto até as partes integrantes e princípios de funcionamento.

O Capítulo 3 dedica-se à revisão do conhecimento sobre o monitoramento de edifícios, fundações e estruturas afetadas por RAA. Traz ainda uma visão geral do problema que se pretende monitorar.

O Capítulo 4 foi dedicado ao passo a passo do desenvolvimento do projeto de monitoramento de blocos de fundação, mostrando as considerações, grandezas escolhidas para o monitoramento e possibilidades de aplicação. Também justifica a necessidade de alguns experimentos.

O Capítulo 5 trata dos materiais e métodos usados nos experimentos, bem como dos resultados acompanhados de algumas discussões a respeito destes. Os experimentos foram realizados no *National Research Council Canada* (NRC) em Ottawa com o intuito de testar alguns sensores e técnicas de monitoramento para fundações

No Capítulo 6 encontra-se a proposta de monitoramento remoto de blocos de fundação resultante da pesquisa.

No Capítulo 7, estão incluídas as publicações, cursos e atividades relacionadas à pesquisa realizadas pelo autor durante este trabalho e mostra algumas possibilidades de continuidade desta pesquisa.

2 SISTEMAS DE MONITORAMENTO

2.1 Introdução

James III (1996) já definia o monitoramento estrutural (S.H.M. – Structural Health Monitoring) como o procedimento de monitorar uma estrutura durante um determinado período de tempo fazendo-se medidas periodicamente espaçadas. O monitoramento pode ser entendido ainda como medir, avaliar e registrar o comportamento de uma ou mais variáveis que sejam representativas para o comportamento estrutural (GLISIC & INALDI, 2003). O SHM é um campo da Engenharia Civil que tem se desenvolvido rapidamente e que possibilita, com o uso de sensores e análise do sistema estrutural, uma contínua avaliação da integridade e segurança da estrutura monitorada (SONDHI, 2006; THAKKAR, 2006).

Devido aos avanços nos materiais, processos construtivos e de cálculo na construção civil e consequente aumento da esbeltez de elementos estruturais em novas estruturas, estas têm apresentado comportamentos não esperados que, em alguns casos, comprometem a segurança ou o conforto do usuário (ASSIS, 2007).

Deve-se considerar ainda, que alguns acidentes com estruturas de grande importância para a sociedade, como pontes, viadutos e alguns edifícios, expuseram uma deficiência dos conceitos de inspeção estrutural no que diz respeito à avaliação da segurança que era antes menosprezada ou passava despercebida. Há ainda um sem número de problemas de durabilidade que não são percebidos pelos responsáveis pelo uso e manutenção das estruturas (proprietários geralmente leigos), de tal forma que esses problemas se transformam em grandes e onerosas intervenções.

Somam-se ainda os fatos de hoje termos uma sociedade muito mais preocupada com danos ambientais e de que a indústria da construção civil ainda é uma das que mais modifica o meio ambiente. Seja com as próprias estruturas, seja com a retirada da matéria prima da natureza ou descarte dos materiais de demolição, o prolongamento da vida útil das estruturas ganha um apelo ambiental no sentido de prolongar o uso da estrutura, reduzindo a demanda por matéria prima e a geração de material de descarte.

Todo esse contexto fez com que o monitoramento estrutural, chegando como um complemento das inspeções estruturais e principalmente permitindo um maior entendimento das estruturas, seu comportamento em situação real e seu envelhecimento, se desenvolvesse de maneira apreciável nos últimos anos. O desenvolvimento do SHM no que diz respeito às tecnologias e métodos para detecção da ocorrência, localização e gravidade de dano já atingiu certa maturidade (KO & NI, 2005).

Diante de tantas frentes de pesquisa, novas tecnologias e abordagens sendo estudadas é interessante entender os conceitos básicos que envolvem o tema e as principais tecnologias originadoras dos sistemas e dos sensores utilizados atualmente para um completo entendimento das capacidades e limitações de cada um deles. Este capítulo tratará dos conceitos básicos assim como dos componentes e das tecnologias de sistemas de monitoramento estrutural.

2.2 Princípios do monitoramento estrutural

O monitoramento estrutural nasceu da necessidade de se acessar a condição de serviço de uma estrutura de forma mais rápida, precisa e com o benefício de criar uma base de dados sobre a estrutura monitorada. A base de dados permite um melhor entendimento da degradação e uma melhor previsão da vida útil estrutural remanescente.

Para melhor entender os princípios do monitoramento estrutural faz-se necessárias algumas definições e conceitos. O monitoramento estrutural pode ser aplicado com duas diferentes abordagens, sendo elas a de material ou a de comportamento estrutural (também podem ser consideradas localizada e global, respectivamente). As principais diferenças entre elas são a estratégia de monitoramento e o sistema utilizado. O monitoramento de material produz informações úteis relativas ao comportamento do material e à sua durabilidade, mas pouca informação relativa ao comportamento da estrutura. O monitoramento de comportamento estrutural produz melhor informação relativa ao comportamento da estrutura como sistema e à segurança, e pouca relativa ao material (GLISIC & INAUDI, 2002). No âmbito desta pesquisa colocar-se-á em foco o monitoramento de material por ser mais indicado ao tipo de problema que se pretende monitorar.

2.2.1 Defeito, dano e falha

O concreto é um material heterogêneo e, como qualquer material, tem imperfeições. Estas podem ser poros, fissuras, vazios, etc. e diminuem o desempenho do concreto e sua durabilidade. Assim, para usar o concreto como componente estrutural o engenheiro utiliza-se do conhecimento dessas imperfeições para projetar uma estrutura, considerando, para efeitos de cálculo, o mínimo desempenho que o concreto utilizado pode apresentar com a influência destas. Ao longo da utilização da estrutura, agentes agressivos do ambiente e o uso a degradam, diminuindo ainda mais seu desempenho (GAU, 2005). Neste contexto, Worden e Manson (1999) descreveram uma relação hierárquica entre Defeito, Dano e Falha da seguinte forma:

- Defeito: é inerente a qualquer estrutura, inclusive às estruturas de concreto, e uma estrutura será considerada em condição ideal mesmo que apresente pequenos defeitos;
- Dano: acontece quando a estrutura já não opera em sua condição ideal, porém continua funcionando em condição satisfatória, apenas numa forma não otimizada;
- Falha: acontece quando a estrutura já não se comporta de forma satisfatória em relação às exigências de uso ou existe uma modificação no sistema que produz uma redução inaceitável de qualidade.

Grandt (2003), usando essa ideia, foi além e propôs uma estrutura com tolerância ao dano. Para obter uma estrutura com tolerância ao dano se faz necessária a utilização de um sistema de monitoramento, assim será possível decidir quando a estrutura já não opera satisfatoriamente. Nesse caso é imprescindível definir um limite para falha. A definição do limite para falha junto com o monitoramento estrutural de durabilidade possibilitará um prognóstico, ou seja, uma previsão da vida útil remanescente da estrutura (WORDEN et. al., 2011).

2.2.2 Medições, leitura de sensores

A avaliação do dano será feita a partir da análise de medidas de uma grandeza através de sensores, porém os sensores baseiam-se em reações físicas e/ou químicas para a leitura e respondem a todas as induções do ambiente e/ou de utilização, que afetem sua propriedade de leitura. Dessa maneira, pode-se deduzir que os sensores não lêem dano diretamente e são passíveis de interferências. Para minimizar essas interferências, faz-se necessário conhecer as propriedades dos sensores e as exigências às quais eles estarão expostos durante o monitoramento.

Muitas vezes a introdução de um sensor extra para medir uma grandeza que afeta o sensor principal possibilita a correção da interferência causada por esta grandeza; Por exemplo, um sensor de temperatura acompanhando um sensor de deformação que também é sensível à temperatura. Logo, o resultado de leitura de um sensor será sempre função da grandeza de interesse em conjunto com outros fatores que afetem a propriedade de leitura do sensor e estes fatores têm de ser conhecidos e considerados na análise dos dados.

2.2.3 Escalas de gravidade e de tempo para a degradação

As definições de falha, dano e defeito introduziram a ideia de escala de gravidade no SHM. É importante também considerar a escala de tempo, pois a degradação pode ser agravada lentamente ao longo de anos ou pode ocorrer em uma fração de segundos (WORDEN et. al., 2007), exemplos dos dois casos são a corrosão de armaduras como degradação lenta e um choque de um caminhão na estrutura ou um terremoto como degradação rápida.

2.3 Componentes

Como já foi citado anteriormente, o monitoramento estrutural tem por finalidade fazer leituras periódicas de características/grandezas importantes para a estrutura de forma a dar informações seguras sobre modificações de estado e possibilitando a avaliação de danos sofridos, permitindo um melhor planejamento de

manutenção e previsão de vida útil, além de contribuir para a segurança dos usuários. Já foi dito também que isso é feito através de sensores que se utilizam de efeitos físicos e/ou químicos para exercer esse papel. A leitura desses sensores é feita com o uso de interrogadores ou sistemas de aquisição de dados que verificam o estado dos sensores, transformam essas medidas de estado em números e os organizam da forma que forem programados.

Os dados são armazenados nos próprios equipamentos para posterior transferência ou enviados em tempo real para uma central de tratamento (monitoramento remoto). Incoerências e interferências são eliminadas para que o resultado seja uma representação, o mais fiel possível, das modificações sofridas pela estrutura. Os dados são então analisados, comparando-os com modelos, previsões e/ou resultados anteriores para inferir sobre o estado atual da estrutura e o avanço da degradação. As conclusões dessa análise são armazenadas num banco de dados e retroalimentam o tratamento e a análise (Figura 2. 1).

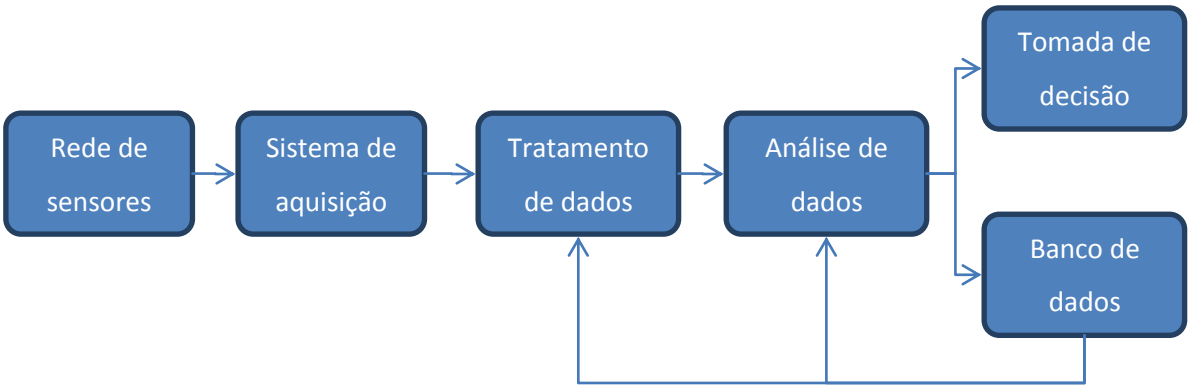

Figura 2. 1 - Esquema de sistema de monitoramento estrutural.

O sistema de monitoramento estrutural de durabilidade pode ser dividido em:

- Rede de sensores;
- Interrogadores/Aquisição de dados;
- Transferência de dados;
- Tratamento de dados;
- Análise e gestão de dados.

Cada uma dessas partes será detalhada e comentada a seguir.

2.3.1 Rede de sensores

Um sensor é um dispositivo que é diretamente afetado por um fenômeno, corpo ou substância que carrega a quantidade a ser medida (JCGM, 2008) e converte esta quantidade em um sinal que pode ser lido por um observador ou um instrumento. Os sensores podem medir de forma direta ou indireta. Quando a leitura é feita de forma direta e uma energia é transformada em outra, recebe o nome de transdutor (INMETRO, 2009).

Algumas características importantes de um sensor:

- Linearidade – Máximo desvio entre a curva de calibração e uma linha reta especificada (FRUETT, 2007). Esta característica pode também ser compensada através do sistema de aquisição caso essa relação não seja linear.
- Faixa de atuação – É o intervalo de valores da grandeza medida em que o sensor pode ser usado sem destruição ou imprecisão excessiva.
- Resolução – É a menor variação da grandeza medida que causa uma variação perceptível no sinal gerado pelo sensor (INMETRO, 2009).
- Erro de medição - Diferença entre o valor medido de uma grandeza e um valor de referência (INMETRO, 2009).
- Precisão – É a diferença entre valores obtidos em diversas leituras de um mesmo objeto sob condições específicas. Normalmente é representada por um número indicador de imprecisão, como desvio padrão, variância ou coeficiente de variação (JCGM, 2008).
- Exatidão - É a proximidade entre o valor medido e o valor real. A exatidão não é uma quantidade e por isso não pode ser representada por um número. Um instrumento é considerado mais exato quando oferece um menor erro de medição (INMETRO, 2009).

A escolha correta do sensor é fundamental para que se alcance o objetivo desejado com o monitoramento estrutural. O sensor precisa ser escolhido de forma a ser sensível à grandeza de interesse e, de preferência, insensível à outras grandezas às quais ele estará exposto durante o monitoramento. O tamanho e a distribuição dos sensores na estrutura têm a mesma importância. Os sensores

podem ser divididos em três categorias relativas à distribuição, os pontuais ou discretos e os contínuos ou distribuídos e os quase-distribuídos (CLISIC & INAUDI, 2007).

Hoje existem sensores que se utilizam de diversas tecnologias e cada uma delas tem seus próprios limites e potencialidades. De acordo com o efeito físico ou químico que utilizam, pode-se dividir os sensores em mecânicos, elétricos, eletroquímicos, acústicos, ópticos e os que podem ser chamados “visuais”. A seguir uma breve definição de cada um deles.

2.3.1.1 Sensores mecânicos

Os sensores mecânicos foram os primeiros a serem desenvolvidos para o monitoramento de estruturas. Baseiam-se na medição direta de uma variação dimensional numa pequena parte da estrutura monitorada comparada a uma medida de referência. Estes sensores são pouco empregados atualmente, pois só permitem monitoramento estático, não são capazes de determinar deformações localizadas e não são compatíveis com sistemas de aquisição de dados impossibilitando seu uso em monitoramento remoto (ASSIS, 2007). Um bom exemplo de um sensor deste tipo ainda usado hoje é o sensor de fissuras; formado por duas peças plásticas que se sobrepõem e são dotadas de uma escala para medir seus deslocamentos relativos (Figura 2. 2).

Figura 2. 2 - Sensor mecânico usado para medir desenvolvimento de fissuras ao longo do tempo (LEE; SESHIA, 2010).

2.3.1.2 Sensores elétricos

Os sensores elétricos baseiam-se em efeitos físicos envolvendo grandezas elétricas e utilizam-se de variações de tensão ou corrente para realizar a medida. O *strain gauge* elétrico é o mais comum deste tipo de sensores e uma variedade de grandezas físicas pode ser medida com transdutores baseados em *strain gauges*, por exemplo, carregamento, pressão de líquidos ou gases, entre outros (KEITHLEY, 2007). A célula de carga é um exemplo de transdutor confeccionado a partir de *strain gauge*. A célula de carga é simplesmente um *strain gauge* encapsulado, projetado para medir força sob diferentes condições de carregamento. O típico corpo de célula de carga é feito em metal produzindo uma estrutura rígida, porém compressível. O corpo da célula de carga tem furos e vazios que possibilitam a sua montagem em uma estrutura de suporte (KEITHLEY, 2007), como a mostrada na Figura 2. 3.

Figura 2. 3 - Célula de carga montada em cabo de sustentação de ponte (ALMEIDA et al., 2006).

Os sensores elétricos representam grande parte dos sensores usados em monitoramento estrutural.

2.3.1.3 Sensores eletroquímicos

Os sensores eletroquímicos utilizam propriedades elétricas de produtos químicos ou de reações químicas para medir concentrações de um dado produto químico, correntes elétricas ou potenciais eletroquímicos num dado sistema. São usados no monitoramento de material e tem aplicações importantes no monitoramento de estruturas, como por exemplo, monitoramento de corrosão.

Qualquer superfície (tipicamente metálica) na qual uma reação eletroquímica esteja acontecendo produzirá um potencial eletroquímico quando em contato com um eletrólito (normalmente água com íons dissolvidos). O potencial eletroquímico de um metal em uma solução não pode ser medido de forma absoluta. É referido como o potencial relativo a um eletrodo de referência no mesmo eletrólito (MYRDAL, 2007). A Figura 2. 4 mostra um exemplo de sensores de corrosão eletroquímico e eletrodos de referência, os sensores são as pequenas hastes horizontais e os eletrodos de referência são os cilindros maiores, na vertical.

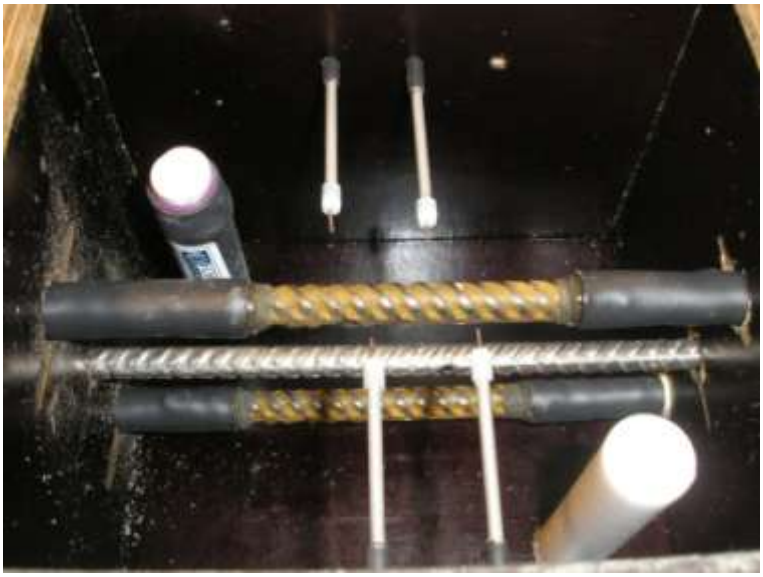

Figura 2. 4 - Sensores, eletrodo de referência e armaduras dentro da fôrma, antes da concretagem (FIGUEIREDO, 2010).

2.3.1.4 Sensores acústicos

Os sensores acústicos tiram proveito de efeitos físicos de natureza acústica para medir grandezas ou número de eventos. É importante salientar que os

sensores acústicos poderiam também ser considerados sensores elétricos, já que seu funcionamento e comunicação com o sistema de aquisição de dados é elétrico, porém, como foi dito anteriormente, esta classificação se refere ao efeito físico utilizado para a medição.

Um exemplo de técnica que faz uso de sensores acústicos é a Emissão Acústica, que baseia-se no fato de uma liberação rápida de energia no interior de um material (fissura, por exemplo) produzir uma onda sonora que se propaga neste material. Esta onda pode ser percebida por um transdutor que esteja “escutando” a estrutura (ARCHANA NAIR, 2010). Na Figura 2. 5 são mostrados alguns sensores utilizados na técnica de emissão acústica.

Figura 2. 5 - Sensores acústicos utilizados na técnica de Emissão Acústica. Fonte: PHYSICAL ACOUSTICS CORPORATION (2011)

2.3.1.5 Sensores ópticos

Os sensores ópticos utilizam-se de efeitos físicos do domínio da óptica e propriedades da luz e de materiais para fazer medidas. Os sensores ópticos podem ainda ser divididos em duas categorias, intrínsecos e extrínsecos, que dizem respeito à parte sensora estar contida na fibra óptica ou ser um elemento à parte (SANTOS, J. C., 2007).

Como exemplos de sensor óptico podem-se citar os baseados em redes de Bragg, que tem se destacado no SHM, principalmente como sensor de deformação e temperatura. Os sensores baseados em redes de Bragg (*Fiber Bragg Grating*, FBG) podem ser usados em série na mesma fibra e no caso das medidas de deformação,

precisam de compensação de temperatura. No mercado é possível encontrar FBG com inúmeros encapsulamentos para diferentes usos, a Figura 2. 6 mostra alguns tipos de encapsulamento de FBGs.

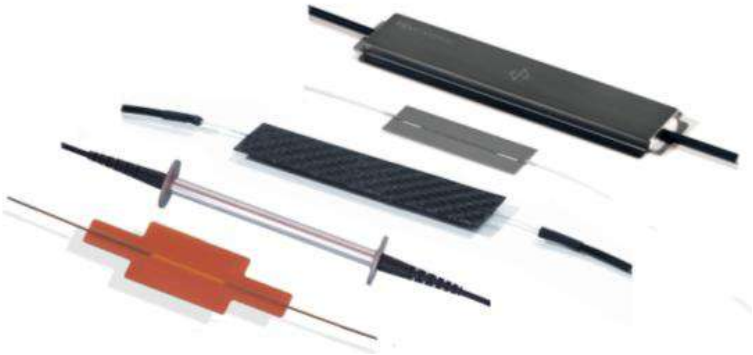

Figura 2. 6 - Sensores FBG com diferentes encapsulamentos. Fonte: FIBER SENSING (2009).

2.3.1.6 Sensores visuais

Os sensores visuais utilizam-se de pontos de referência para, através de análise de imagens ou varredura com lasers, verificar deformações ou movimentações em estruturas.

Um bom exemplo de sensor visual utilizado em monitoramento estrutural é o utilizado no Halifax Metro Center para verificar o desempenho e o estado de serviço da estrutura de cobertura metálica. A sobrecarga de neve e as instalações de equipamentos de iluminação e som para shows utilizados hoje, fizeram com que as cargas de projeto da estrutura ficassem obsoletas, sendo necessária uma avaliação de capacidade para as novas exigências. O sistema de monitoramento projetado fez uso de um sensor baseado em um medidor de distância a laser, montado em um módulo de orientação bi-axial robotizado (Figura 2. 7) que faz as leituras de pontos específicos da estrutura (Figura 2. 8). As modificações nas distâncias medidas são processadas e geram as deformações sofridas pela estrutura (MANETTI; INAUDI; GLISIC, 2008).

Figura 2. 7 - Instrumento de monitoramento visual (MANETTI; INAUDI; GLISIC, 2008).

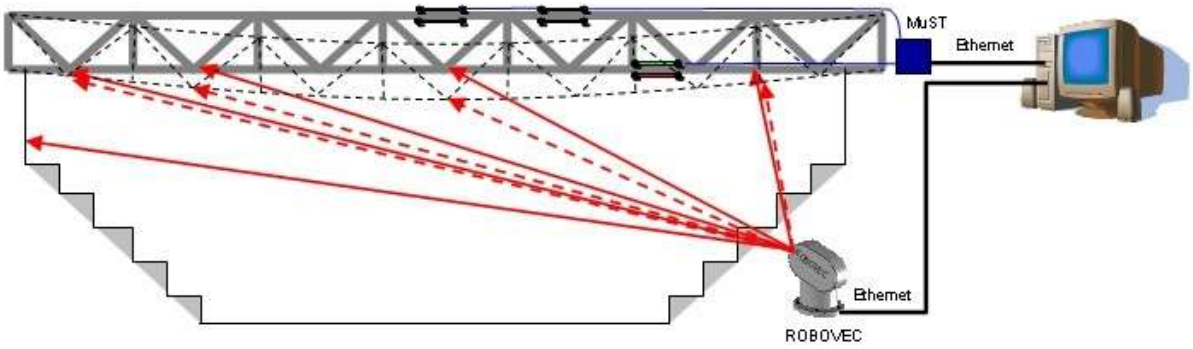

Figura 2. 8 - Esquema de funcionamento do monitoramento do Halifax Metro Center (MANETTI; INAUDI; GLISIC, 2008).

2.3.2 Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados é o instrumento que receberá os sinais enviados pelo sensor. Estes sinais serão influenciados por mudanças na propriedade física do sensor que é afetada pela grandeza de interesse. Existe uma co-dependência entre os sensores e os sistemas de aquisição de dados para definir a precisão de um conjunto. Um sensor com alta precisão ligado a um sistema de aquisição que não consegue perceber pequenas variações no sinal do sensor limita o desempenho do sistema à capacidade do sistema de aquisição. O mesmo acontece caso utilize-se um sensor pouco preciso com um sistema de aquisição de

alta precisão. Deve-se, portanto, conhecer as potencialidades e limitações de ambos quando se projeta um sistema de monitoramento. O sistema de aquisição de dados é responsável por traduzir o valor lido pelo sensor em um valor representativo da grandeza monitorada, organizar essa informação e armazená-la ou transmiti-la (KEITHLEY, 2007).

Hoje, no mercado, é possível encontrar uma imensa variedade de sistemas de aquisição, que oferecem diversas funcionalidades, número de canais, velocidade, resolução, exatidão e custo. Porém, existem algumas características do sistema de aquisição de dados que são de grande importância para seu desempenho no monitoramento estrutural e por isso serão explicadas para auxiliar na tomada de decisão.

O interrogador é uma nomenclatura usada para designar o componente de um sistema de aquisição óptico que é responsável por verificar as mudanças sofridas em um sensor. Em alguns casos trata-se apenas do primeiro componente do sistema de aquisição e é seguido pelos mesmos componentes do sistema elétrico. Os interrogadores são específicos para cada tecnologia de sensores. No caso dos sistemas elétricos as características são mais gerais.

O sistema de aquisição de dados elétricos recebe os sinais diretamente dos sensores e, para a maioria dos sensores de precisão, esses sinais são de baixo ou baixíssimo nível e muitas vezes contaminados com ruídos, sendo necessários alguns componentes para tratar esse sinal. Por isso, a primeira etapa da aquisição de dados é o condicionamento de sinal. Os sistemas de aquisição são formados basicamente por um condicionador de sinais, um multiplexador, um conversor analógico para digital (A/D), uma unidade central de processamento e o programa que é responsável pelo controle da aquisição. Esses componentes serão explicados em maior detalhe a seguir (KEITHLEY, 2007).

2.3.2.1 Condicionador de sinais

O condicionador de sinais é responsável por preparar o sinal recebido e enviá-lo ao conversor A/D na forma em que o conversor seja mais eficiente. Podem fazer parte do condicionamento de sinais:

- Amplificador de sinais – Amplificadores aumentam a tensão ou corrente do sinal para melhor posicioná-lo no intervalo de leitura do conversor A/D, isso incrementa a resolução e sensibilidade da leitura. Utilizar um amplificador de sinais externo, próximo ao sensor ou transdutor melhora a relação sinal/ruído por aumentar a tensão do sinal antes desta ser afetada pelo ruído causado pelo ambiente;
- Atenuador de sinais – Atenuadores têm a função inversa dos amplificadores, são necessários quando a tensão do sinal a ser digitalizado está além do intervalo admitido pelo conversor A/D. Esta forma de condicionamento diminui a amplitude do sinal para adequá-lo ao intervalo de leitura do conversor A/D. Atenuação é normalmente necessária quando se trabalha com tensões maiores do que 10 V;
- Isolamento – Condicionadores de sinal isolados transmitem o sinal da fonte para o conversor A/D sem contato físico utilizando-se de técnicas de conexão por transformadores, ópticos ou capacitivos; Além disso, protegem o operador e os caros equipamentos de aquisição de descargas elétricas;
- Filtro – Os filtros rejeitam ruídos indesejados num certo intervalo de frequências;
- Excitação – Vários tipos de transdutores necessitam de excitação[4] para leitura. Por exemplo, strain gauges, acelerômetros e termistores precisam de uma excitação em corrente ou tensão;
- Linearização – A linearização é necessária quando o sinal produzido pelo sensor não tem relação linear com a grandeza de interesse. Linearização já é um processo de interpretação de dados e pode ser feita no condicionamento de sinal ou posteriormente através de software.
- Compensação de junta fria – É uma tecnologia necessária para se fazer medidas de temperatura utilizando-se termopares. Termopares medem a temperatura através da diferença de tensão entre dois metais diferentes. Baseado neste conceito, outra tensão é gerada na conexão entre os termopares e o terminal do sistema de aquisição. A compensação de junta fria aumenta a precisão da leitura informando a temperatura nesta conexão e aplicando as correções apropriadas;

[4] Excitação refere-se à energia que o sensor precisa receber do sistema de aquisição para que seja ativado e possa ser lido.

- Complemento de ponte – É necessário para utilização de sensores extensométricos em configurações do tipo “quarto de ponte” e “meia ponte” para completar a ponte de Wheatstone de quatro resistores;

2.3.2.2 Multiplexador

Dado o fato de a maioria dos sistemas de aquisição de dados terem apenas um conversor A/D, antes de chegar ao conversor o sinal normalmente passa por um multiplexador, que funciona como um comutador desviando a corrente de cada canal para o conversor alternadamente (KEITHLEY, 2007).

2.3.2.3 Conversor A/D

O conversor de sinal analógico para sinal digital, ou conversor A/D, é um circuito responsável por transformar o sinal analógico recebido do sensor em sinal digital para transmissão e análise. Duas importantes especificações envolvendo a seleção de um sistema de aquisição são a resolução e a velocidade do conversor A/D. Estas especificações e outras características do conversor estão interligadas, de forma que uma boa performance em uma área pode prejudicar a performance em outra. Por exemplo, alta velocidade e alta resolução são, normalmente, mutuamente excludentes e o esforço para atingir ambos em um único produto resulta em um preço muito elevado (KEITHLEY, 2007).

a) Resolução

A função de um conversor A/D é gerar uma série de estados digitais de saída que corresponda a um intervalo específico de uma tensão de entrada analógica. O conversor ideal aceitaria um intervalo infinito de tensão de entrada e digitalizaria este intervalo em um número infinito de estados de saída. Tecnicamente isto é impossível, mas o fator que limita a resolução do conversor pode ser identificado e entendido com a explicação a seguir.

Como uma regra geral, o intervalo de tensão de entrada que qualquer conversor A/D aceita é limitado pela tensão usada para alimentar o circuito. Um conversor A/D montado numa placa de computador recebe uma alimentação nominal de ±12VDC[5] do slot de expansão ao qual está conectado. A placa analógica de entrada requer 1-2V para alimentação do sistema, limitando o intervalo de entrada para ±10VDC que é, na verdade, um intervalo de entrada muito comum para placas de aquisição. Amplificações antes do conversor A/D podem aumentar a sensibilidade e reduzir o intervalo de tensão de entrada para ±5VDC, ±2,5VDC, ±1,25VDC, ou outras frações de ±10VDC, mas a tensão máxima que entra no conversor não pode exceder ±10VDC. Sistemas autônomos são alimentados por fontes próprias e não são afetados por essa limitação, podendo oferecer maiores intervalos.

A resolução de um conversor A/D é apresentada em bits, isso representa o número de bits de saída que o conversor disponibiliza para digitalizar um sinal analógico. A resolução em termos de tensão por bit pode ser calculada como:

$$V_{res} = \frac{V_{input}}{2^{(\text{N.de bits})}}$$

Onde :

V_{res} = Resolução de tensão por bit ;

V_{input} = Intervalo de entrada da tensão ;

N. de bits = Número de bits do conversor A/D.

Assim, um conversor de 8 bits pode ter como saída de 0000 0000 até 1111 1111, que corresponde a 2^8 ou 256 passos. Considerando um intervalo de entrada de 20V (±10V = -10V até +10V) divididos pelos 256 possíveis resultados de saída têm-se 78,125mV por passo. Um conversor de 16 bits teria 2^{16} ou 65.536 passos e uma resolução de 0,305mV por passo. Ou seja, se um sensor varia o sinal de saída em 1mV/mm um conversor de 8 bits usado para ler este sensor perceberia variações de dimensão em passos de 78,125mm, enquanto o conversor de 16 bits teria passos de 0,305mm. Muitos conversores têm a possibilidade de operar de forma unipolar,

[5] VDC vem do inglês *Volts of Direct Current* (Volts em corrente contínua).

na qual o intervalo de entrada varia de 0 a +10VDC, por exemplo. O método de cálculo para resolução na operação bipolar também é válido para operação unipolar, como resultado, as resoluções em modo unipolar são 2 vezes melhores do que o valor encontrado nas mesmas condições em modo bipolar (KEITHLEY, 2007).

b) Velocidade

A velocidade máxima de um conversor A/D está relacionada com o número de digitalizações que ele pode produzir numa unidade de tempo. Normalmente a taxa máxima de amostragem é especificada em amostras/segundo (S/s do inglês samples/second), kiloamostras/segundo (KS/s) ou megaamostras/segundo (MS/s).

A maioria dos sistemas de aquisição com vários canais possuem apenas 1 conversor A/D e um multiplexador que faz com que o conversor receba o sinal de cada um deles alternadamente. A taxa de amostragem máxima em cada canal será igual à máxima taxa de amostragem do conversor dividida pelo número de canais. Por exemplo, considere-se um conversor com 8 canais e com uma taxa máxima de amostragem de 100 KS/s. Um único canal pode ser lido a uma taxa de 100KS/s, 2 canais a 50KS/s e assim por diante.

No gráfico da Figura 2. 9 é possível perceber a influência da velocidade do conversor na qualidade da digitalização. A figura mostra um sinal analógico em preto e a digitalização deste por um conversor em 2 diferentes taxas de amostragem. O eixo vertical representa a intensidade do sinal e na horizontal o tempo. As linhas horizontais, subdividindo a linha vertical, são os valores que o conversor pode usar na digitalização, qualquer valor entre as linhas será aproximado para uma delas. O espaço entre essas linhas é o passo, definido pela resolução do conversor. É possível perceber que uma maior taxa de amostragem melhora a qualidade da digitalização ao aproximar o gráfico gerado do gráfico original.

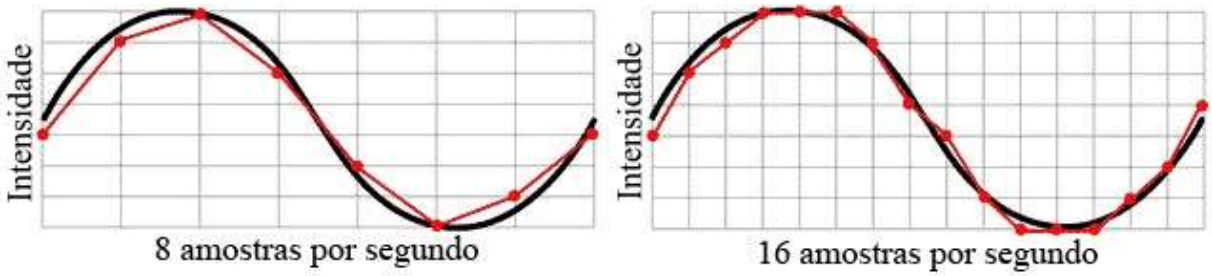

Figura 2. 9 - Gráfico sinal analógico e digital.

Considerando que um computador é peça chave do sistema de monitoramento, os sistemas de aquisição podem ser internos (na forma de placas para computador) ou externos (em caixas ou racks) (KEITHLEY, 2007).

2.3.2.4 Sistemas de aquisição de dados internos

Os sistemas de aquisição internos são na verdade placas de aquisição de dados (Figura 2. 10) e, como placas de vídeo ou outros periféricos, são acopladas na placa-mãe de um computador, na maioria das vezes utilizando-se da interface padrão PCI (Peripheral Component Interconnect) ou PCI Express.

Figura 2. 10 – Exemplo de uma placa de aquisição de dados com interface PCI. Fonte: OMEGA (2011).

Os sistemas internos têm a vantagem de apresentar, normalmente, baixo custo, alta velocidade de aquisição, multifunções e sensibilidade adequada para

sinais moderadamente pequenos (interferências elétricas internas no PC podem limitar o desempenho em leituras mais sensíveis) (KEITHLEY, 2007).

2.3.2.5 Sistemas de aquisição de dados externos

O objetivo original da implementação dos sistemas de aquisição de dados externos foi oferecer um sistema com alimentação própria que se comunicava com o computador através de uma interface padrão. Como uma alternativa para as placas de aquisição, estes sistemas oferecem mais canais, um ambiente eletricamente mais controlado, grande versatilidade e velocidade na adaptação em diversas aplicações.

Hoje em dia, os sistemas de aquisição de dados externos são, normalmente, equipamentos autônomos de monitoramento. Os sistemas em caixa ou rack oferecem, entre outras vantagens:

- Aplicações que podem envolver vários tipos de sensores;
- Alta sensibilidade para sinais de baixa tensão;
- Oferece processamento e controle em tempo real.

Os sistemas em caixa, como mostrado na Figura 2. 11, são blocos fechados com todos os circuitos necessários para exercer o monitoramento e, algumas vezes, é possível adicionar expansões de memória, para aumentar o armazenamento de dados, e de canais, para conectar mais sensores no mesmo sistema.

Figura 2. 11 - Exemplo de sistema de aquisição externo em caixa. Fonte: DATATAKER (2011).

Os sistemas em rack são sistemas modulares, como mostra a Figura 2. 12. O rack tem baias e nessas baias é possível conectar diferentes tipos de módulos para o tipo de aplicação desejada. Tem como vantagem a versatilidade de se montar o rack com o conjunto de habilidades desejado.

Figura 2. 12 - Exemplo de sistema de aquisição em rack. Fonte: NATIONAL INSTRUMENTS (2011)

Outra opção atualmente utilizada é a de sistemas baseados em módulos de aquisição de dados com comunicação via USB (Universal Serial Bus).

Os módulos de aquisição USB (Figura 2. 13) oferecem diversas vantagens em relação às placas de aquisição de dados, a citar: funcionalidade Plug-and-play (conectar e usar), melhor isolamento contra ruídos, portabilidade, maior quantidade de canais e com o uso de hubs USB o sistema pode ser facilmente expandido (ASSIS, 2007).

Figura 2. 13 - Exemplo de módulo de aquisição USB. Fonte: HYTEK AUTOMATION (2011)

2.3.2.6 Unidade Central de Processamento

As funções da Unidade Central de Processamento consistem em: executar as instruções e controlar as operações (TAO, 2004).

Os sistemas em placa usam a central de processamento do computador ao qual estão conectadas enquanto que os sistemas de caixa ou rack são equipados com centrais de processamento próprios.

2.3.2.7 Programa (*software*)

Os programas de aquisição de dados são as ferramentas pelas quais o utilizador pode controlar todas as funções do sistema de aquisição. Através do programa de aquisição é possível definir taxa de amostragem, tensão de entrada, organização dos dados em arquivos para facilitar posterior análise, armazenamento dos dados gerados, entre outros. Em alguns casos é possível linearizar o sinal de um sensor em relação à grandeza medida. Sistemas modernos podem oferecer ainda, visualização e pré-tratamento de dados em tempo real (Figura 2. 14) (ASSIS, 2007).

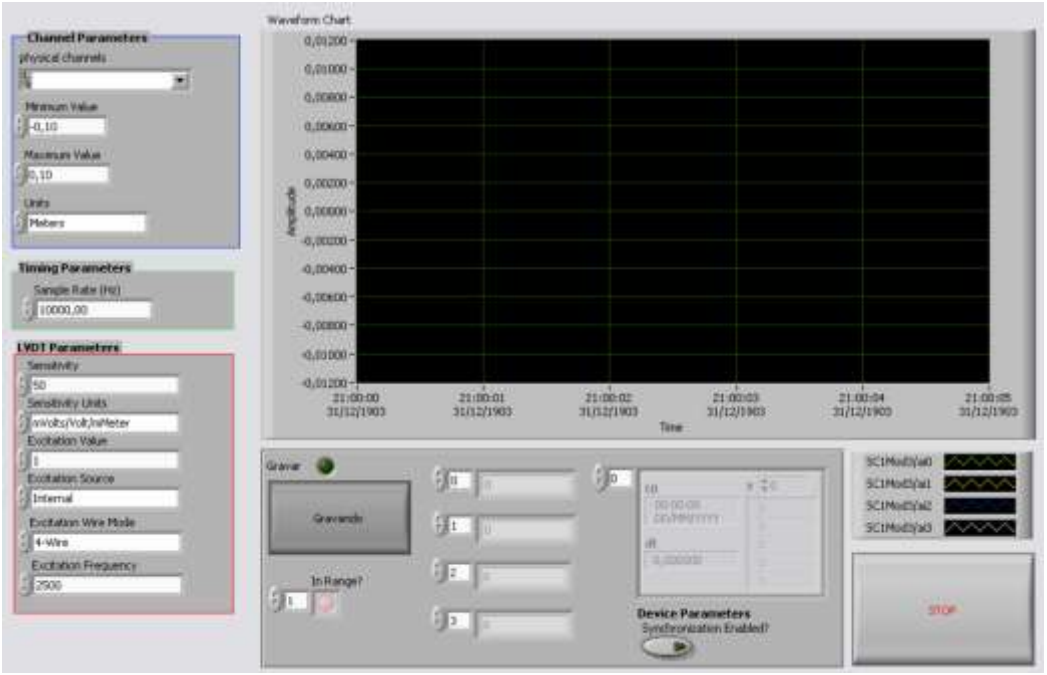

Figura 2. 14 - Interface de programa para aquisição de dados desenvolvida por Assis (2007).

2.3.3 Transferência de dados

Depois de organizados, os dados precisam ser transferidos para um computador onde podem ser tratados e analisados. Dependendo da tecnologia utilizada existem algumas opções. A maneira pela qual a transferência de dados acontecerá deve ser planejada junto com o sistema de monitoramento estrutural a fim de suprir as necessidades específicas do projeto. Alguns tipos de monitoramento demandam transferência em tempo real, outros serão bem atendidos com transferências periódicas semanais ou até mensais.

Nos sistemas elétricos o sistema de aquisição fica, normalmente, próximo aos sensores, pois a quantidade de fios necessária para as conexões inviabiliza uma conexão mais distante. Então, se trabalha na transferência entre o sistema de aquisição e o computador da equipe responsável pelo monitoramento. Os sistemas de aquisição usam, em sua maioria, conexões padrão (IEEE-488, RS-232, USB, FireWire, Ethernet) o que facilita a criação de redes e a aquisição de longa distância. A transferência pode dar-se em conexão direta entre o Sistema de aquisição e um computador, isso exige que alguém da equipe responsável pelo monitoramento se desloque até a estrutura monitorada e impossibilita um monitoramento em tempo real, mas diminui os custos do monitoramento. Outra opção é ter o sistema de aquisição ligado à internet e acessível de qualquer ponto onde se tenha conexão com internet.

Os sistemas ópticos têm ainda a opção de transmitir os sinais dos sensores para os interrogadores por grandes distâncias através das próprias fibras ópticas usadas nos sensores. Isso possibilita, por exemplo, que o interrogador fique a quilômetros da estrutura monitorada, no escritório da equipe de monitoramento.

2.3.4 Tratamento de dados

O tratamento dos dados é a fase onde os dados são organizados de forma a apresentar informações relativas à estrutura monitorada da forma mais clara possível. Gráficos, barras, relógios marcadores, várias são as maneiras de tornar os dados mais claros e rápidos de serem lidos/entendidos. Um bom tratamento de dados facilita a análise e diminui a probabilidade de uma má interpretação.

Normalmente esse papel é exercido por um programa que recebe os dados e os organiza. Esses programas podem ser desenvolvidos especificamente para cada monitoramento ou possuírem características gerais de acordo com os sensores.

2.3.5 Análise e gestão de dados

A análise e gestão dos dados gerados pelo monitoramento é a peça final do sistema e vai definir o sucesso deste. Trata-se de inferir sobre a segurança, condição, vida útil da estrutura através dos dados tratados. Além disso, uma boa gestão destes dados garante uma fonte confiável de informações relativas à condição da estrutura durante a utilização, facilitando inspeções e planejamento de manutenções e intervenções.

3 MONITORAMENTO DE EDIFÍCIOS

3.1 Introdução

O monitoramento de edifícios ainda é um assunto pouco abordado nas pesquisas e publicações. O alto custo agregado às pontes, viadutos e outras grandes estruturas atraem o interesse de pesquisadores e fabricantes de equipamentos. Apesar disso, existem algumas pesquisas voltadas a edifícios, porém referem-se principalmente a comportamento estrutural e avaliação de condições durante e pós-terremoto. Um monitoramento direcionado a fundações, contribuindo com a manutenção da vida útil, não foi encontrado na bibliografia estudada.

O monitoramento estrutural auxilia num maior conhecimento do desempenho da estrutura em condições reais, possibilitando futuros projetos mais eficientes. Isto leva a estruturas mais baratas, seguras e duráveis, com um acréscimo de confiabilidade e desempenho (GLISIC et. al., 2007).

A detecção prematura de maus funcionamentos da estrutura permite uma intervenção de reabilitação e ou manutenção que envolve menos custos (RADOJICIC et al., 1999).

Estruturas com boa manutenção são mais duráveis e, com a extensão da vida útil, há um decréscimo dos custos diretos (reparos, manutenção e reconstrução) e ainda, uma contribuição para evitar perdas para os usuários que podem sofrer com o mau funcionamento da estrutura (FRANGOPOL et al., 1998).

Todas as afirmações citadas demonstram os benefícios que um monitoramento direcionado a edifícios pode trazer. Um plano de manutenção preditiva[6] desenvolvido em conjunto com o monitoramento pode ter um impacto ainda maior na extensão da vida útil da estrutura. No caso das fundações com RAA o maior benefício é a possibilidade de obter informações relativas ao desenvolvimento do problema sem a necessidade de se acessar a peça, permitindo um maior conhecimento do comportamento do concreto após a intervenção e possibilitando que só se quebre a laje de sub-solo novamente quando necessário.

[6] Manuteção preditiva é feita a partir de informações específicas da estrutura.

3.2 Monitoramento de edifícios

Na tentativa de encontrar uma experiência internacional no monitoramento de edifícios que servisse de ponto de partida para a presente pesquisa alguns trabalhos foram analisados e não foi encontrado nenhum sistema de monitoramento de material aplicado a edifícios, a seguir estão resumidos alguns sistemas que demonstram a maior preocupação na exterior com avaliação pós-tremores.

3.2.1 Projeto Punggol

Glisic et. al. (2007) e Grosso et. al. (2011) relataram detalhes do projeto Punggol EC26, projeto piloto de monitoramento estrutural aplicado a um edifício residencial em Singapura. O projeto teve como objetivos o desenvolvimento de uma estratégia de monitoramento para estrutura suportadas por pilares, como edifícios, e coletar dados relacionados com o comportamento do edifício, gerando informações importantes sobre a saúde estrutural deste. O monitoramento será aplicado durante toda a vida útil da estrutura, desde a construção até o fim do uso.

O projeto consiste de 6 blocos com fundação sobre estacas, cada bloco com 19 andares e suportados por mais de 50 pilares (Figura 3. 1).

Figura 3. 1 - Vista do bloco 166A do Projeto Punggol EC26 durante a construção, Singapura (2000). (GROSSO et. al., 2011)

Vários critérios influenciaram o desenvolvimento da estratégia de monitoramento. Foi requerido o monitoramento das partes críticas, nas quais um mau funcionamento ou falha poderia gerar um mau funcionamento ou falha da estrutura. O monitoramento deveria ser aplicado durante toda a vida útil da estrutura a partir da construção. O sistema deveria apresentar desempenho apropriado, boa precisão e estabilidade em longo prazo.

O carregamento dominante nos pilares é de compressão normal e influências de flexão e torção foram consideradas desprezíveis. Consequentemente um sensor por pilar, instalado paralelamente ao eixo do pilar e não necessariamente no centro de gravidade da seção transversal, foi estimado como suficiente para monitorar o pilar.

A tecnologia escolhida para o monitoramento foi baseada em sensores ópticos interferométricos. Os sensores utilizados mediam 2m de comprimento e foram instalados conforme o esquema da Figura 3. 2.

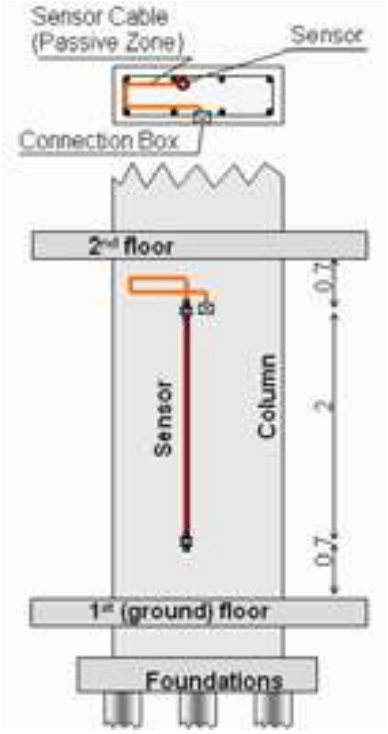

Figura 3. 2 - Posicionamento do sensor no pilar. (GLISIC et. al., 2007)

A colocação do sensor no pilar se deu como mostra a Figura 3. 3. Na mesma figura é possível ver o ponto de conexão do interrogador para leitura do sensor.

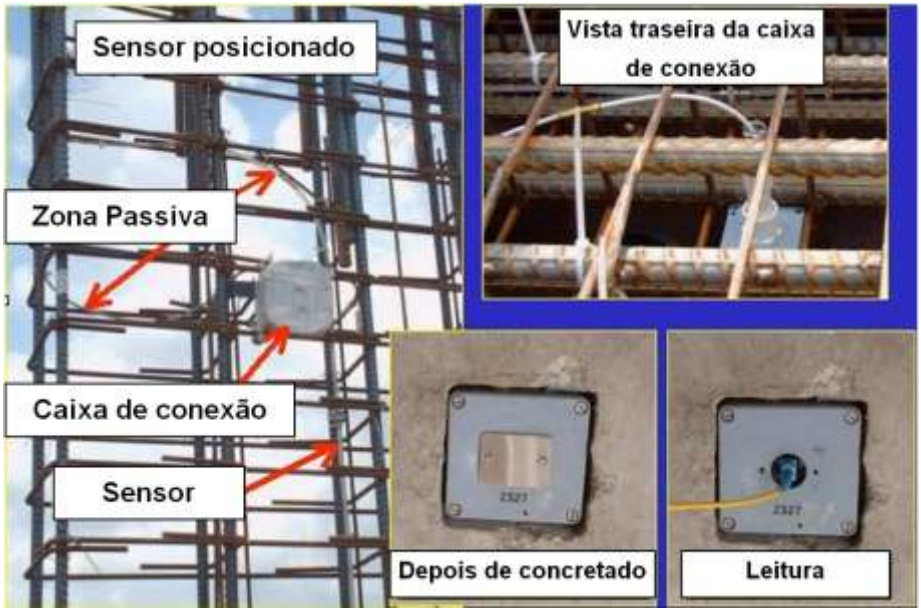

Figura 3. 3 - Sensor posicionado para concretagem e ponto de conexão para leitura. (Adaptada de Roctest, 2011)

Em cada bloco foram instrumentados 10 pilares, indicados no desenho da Figura 3. 4

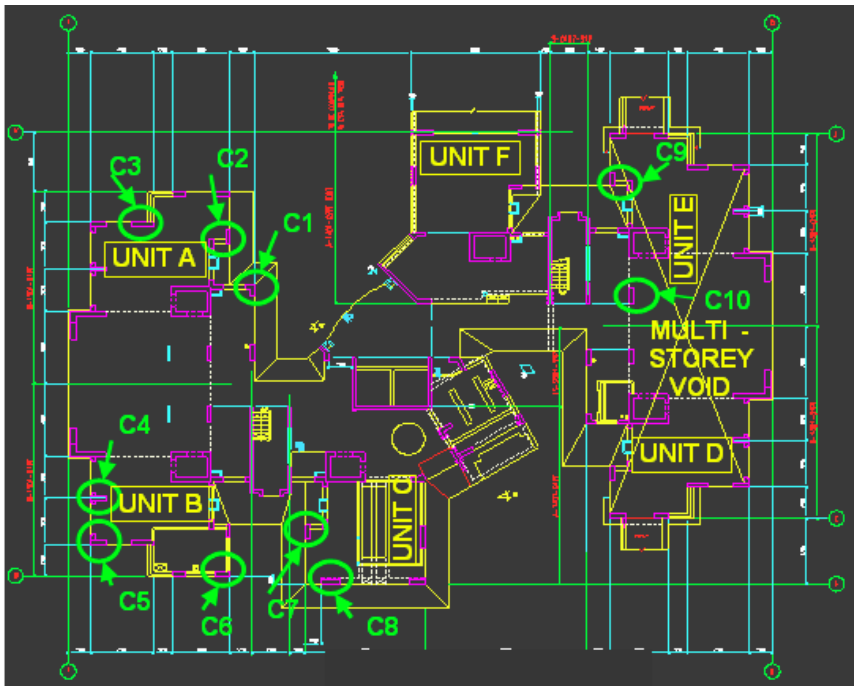

Figura 3. 4 - Pilares monitorados na andar térreo. (GLISIC et. al., 2007)

As leituras foram realizadas, durante a construção, a cada novo andar construído e, após o término da construção, em intervalos de alguns meses. Os resultados de 5 anos de monitoramento se mostraram úteis para o melhor

entendimento do comportamento da estrutura durante a construção, antes da ocupação e em uso e possibilitou avaliações estruturais pós-tremores.

Pozzi et. al. (2011) utilizaram lógica Bayesiana para análise dos dados gerados pelo monitoramento e foi comentada a capacidade do sistema de detectar um recalque diferencial de 1mm através da detecção de uma redistribuição de cargas (Figura 3. 5). Os resultados incomuns encontrados em um dos pilares foram considerados pela equipe de monitoramento, a princípio, fruto da influência da temperatura (neste projeto a temperatura não foi monitorada) e somatório de outras pequenas influências. O principal motivo do engano foi o fato do projeto ser piloto e não haver experiência neste tipo de monitoramento (O projeto é citado nos trabalhos como o primeiro no mundo a utilizar sensores ópticos para monitorar deformações em pilares) e pelo recalque ter sido de magnitude muito pequena, fazendo com que os resultados ainda se encaixassem no modelo numérico de referência.

A lógica Bayesiana foi usada para tentar reproduzir o julgamento formulado pelo engenheiro, baseado em sua experiência pessoal e no conhecimento do comportamento mecânico do edifício.

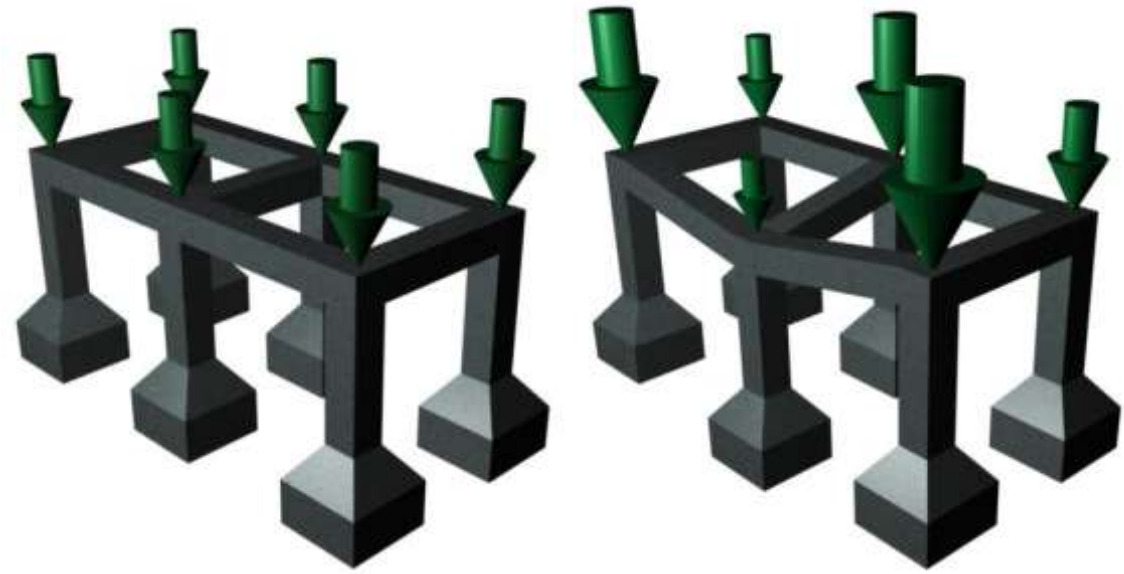

Figura 3. 5 - Esquema de redistribuição de cargas com recalque diferencial.

3.2.2 Utilizando-se rede de sensores sem fio

Farrar et. al. (2001), Lynch et. al. (2002) e Wu et. al. (2010) utilizam um sistema de monitoramento de estruturas, aplicado a edifícios, baseado em sensores (acelerômetros) sem fio distribuídos na estrutura e alguns atuadores para excitação da estrutura.

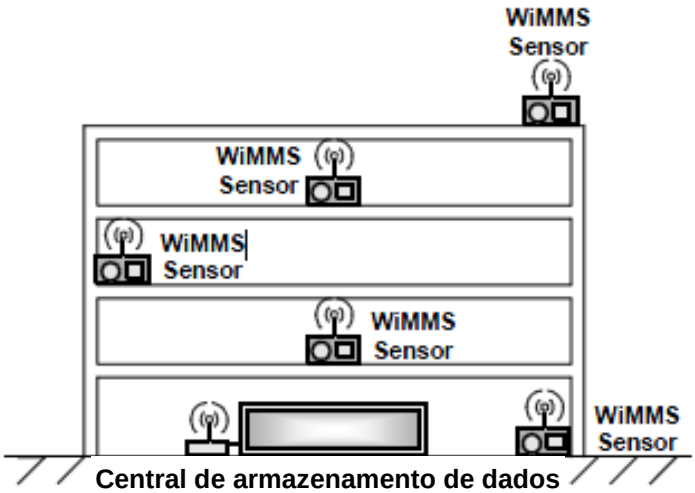

Figura 3. 6 - Esquema de sistema de monitoramento baseado em sensores sem fio. Modificado de Lynch et. al. (2002)

O sistema coleta dados das frequências de vibração naturais da estrutura em situação normal de uso e é usado principalmente para definir os esforços causados na estrutura por tremores de terra e avaliação de danos na estrutura após o tremor, comparando-se estados.

Kurata et. al. (2003) utilizou o mesmo princípio e o integrou com outros sistemas do edifício (detectores de fumaça, sistemas de alarme, etc..) para criar um sistema de monitoramento de risco do edifício.

3.2.3 Baseado em monitoramento visual

Park et. al. (2010) apresentaram um sistema em desenvolvimento para monitoramento de deslocamentos para edifícios muito altos. O sistema é composto

por câmeras de vídeo apontadas para pontos de referência na fachada do edifício, conforme a Figura 3. 7.

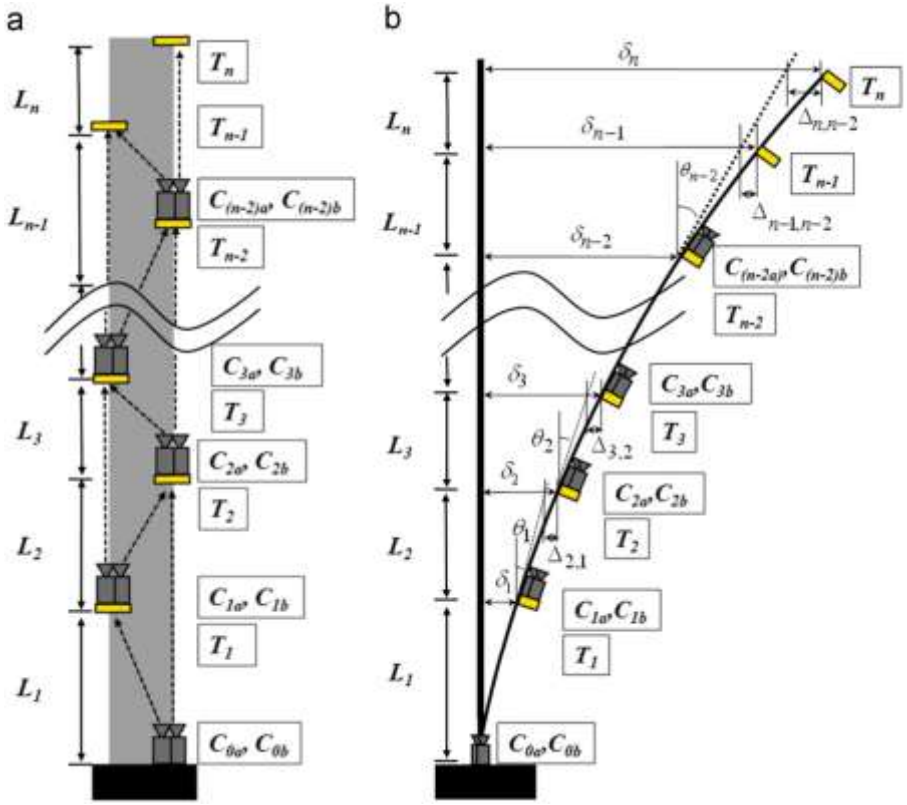

Figura 3. 7 - Diagrama esquemático do sistema proposto por Park et. al. (PARK et. al., 2010)

As câmeras ficam fixas, apontadas para 2 pontos de referência e na ocorrência de um tremor as imagens são comparadas para estimar os deslocamentos sofridos em cada ponto de referência Figura 3. 8.

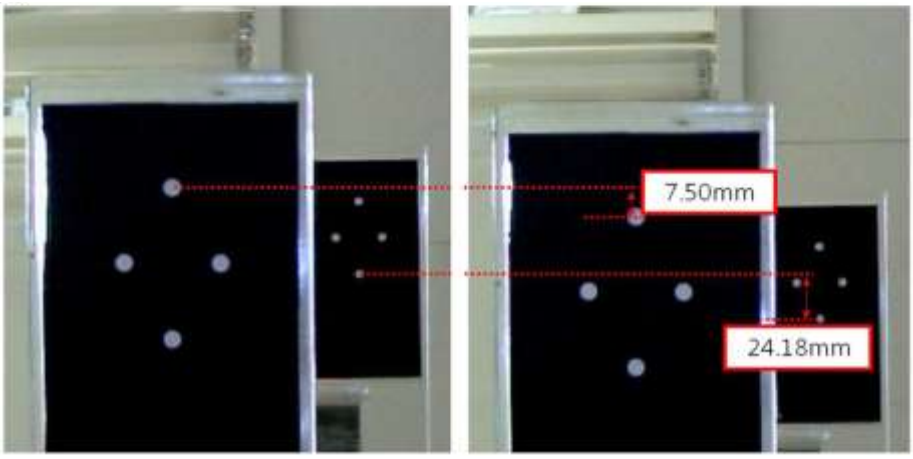

Figura 3. 8 - Exemplo de 2 imagens produzidas pela mesma câmera durante um experimento onde é possível estimar os deslocamentos. (PARK et. al., 2010)

Com os deslocamentos medidos é possível calcular os esforços aos quais a estrutura foi submetida e estimar danos. O sistema apresentou bons resultados em laboratório.

3.3 Monitoramento de fundações

Como os sistemas de monitoramento de edifícios encontrados não contemplavam as fundações foi decidido pesquisar sobre sistemas de monitoramento projetados especificamente para fundações.

Kister et. al. (2007) detalharam um sistema de monitoramento baseado em sensores ópticos com redes de Bragg para estacas de fundação (Figura 3. 9). O objetivo do projeto foi prover a indústria com informações relativas à condição de fundações para reutilização em uma nova estrutura. Foi necessário desenvolver um sistema para ser aplicado na estrutura que fosse capaz de prover informações em tempo real de deformação e temperatura, possibilitando uma avaliação da integridade da estaca para um uso futuro.

Figura 3. 9 - Estaca de fundação com fibras ópticas pronta para receber o concreto (KISTER et. al., 2007).

O edifício monitorado tem 13 andares e é suportado por 67 estacas de fundação. As estacas têm aproximadamente 46 m de profundidade e 1,5 m de diâmetro e os sensores foram distribuídos ao longo de toda a estaca (Figura 3. 10). Duas estacas foram instrumentadas para o projeto.

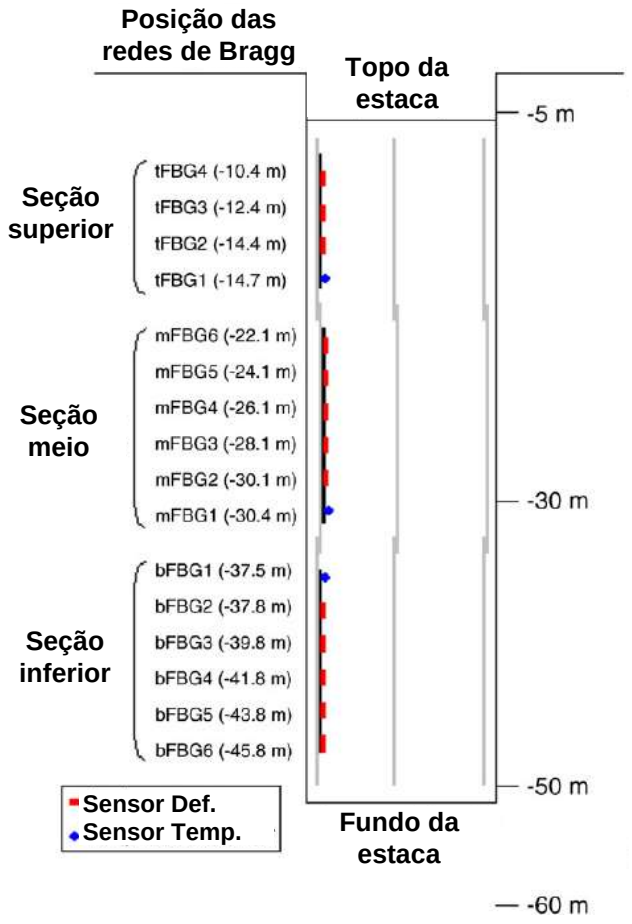

Figura 3. 10 - Posicionamento das redes de Bragg na estaca. (Modificado de KISTER et. al., 2007)

Capas de proteção foram confeccionadas em polímero reforçado com fibras de carbono na forma exata para ser aplicada a cada sensor (Figura 3. 11). As exigências as quais as capas deveriam cumprir foram: proteger o sensor de qualquer esforço lateral imposto pelo concreto ou pelo posicionamento das barras; ser impermeável a penetração de água; ser estável em ambiente alcalino; ter flexibilidade suficiente para acompanhar as deformações sofridas pela armadura durante o transporte, instalação e concretagem e ser termicamente estável até 120 °C.

Figura 3. 11 - Foto da proteção de polímero reforçado com fibras de carbono usada no projeto. (KISTER et. al., 2007)

As deformações e temperaturas das 2 estacas instrumentadas foram lidas desde a concretagem e inclusive durante a construção do edifício e forneceu informações úteis sobre temperaturas máximas alcançadas pelo concreto e deformações por carregamento. O monitoramento permitiu identificar o estado de trabalho das estacas (KISTER et. al., 2007).

3.4 Monitoramento de RAA

Para uma completa revisão das técnicas usadas para monitoramento, que podem ser usadas ou inspirar a presente pesquisa, foram estudados sistemas de monitoramento voltados à reação álcali-agregado. Um resumo das mais interessantes encontra-se a seguir.

3.4.1 Baseado em imagem

Kabir (2010) mostrou uma técnica de avaliação de dano com utilização de imagens e uso de redes neurais artificiais para interpretação. O melhor resultado foi obtido com o uso de imagens termográficas geradas por uma câmera de infra-vermelho (Figura 3. 12). Com a técnica foi possível uma precisão de 73,4 a 80,0% na identificação e quantificação de dano superficial, número e abertura de fissuras superficiais. Ainda segundo Kabir (2010) os resultados podem ser usados para estimar a expansão do concreto.

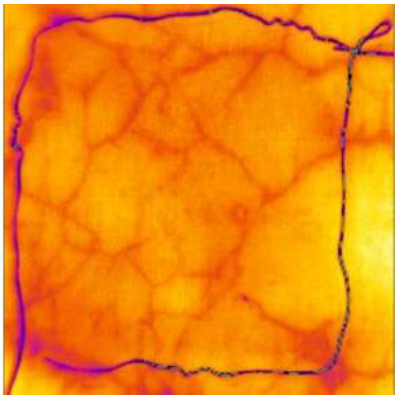

Figura 3. 12 - Imagem de concreto afetado por RAA gerada por câmera de infra-vermelho. (KABIR, 2010)

3.4.2 Baseado em tomografia sísmica

No trabalho de Rivard et al. (2010) um monitoramento de barragem é feito com o uso de tomografia sísmica. Esta técnica permite o mapeamento de uma seção para ver a distribuição da qualidade do concreto em 2D. Funciona com a medição da velocidade de propagação de ondas de compressão no concreto, as ondas são produzidas por impacto. No estudo, Rivard et al. (2010) fez a medição em cada linha da seção da barragem representada na Figura 3. 13.

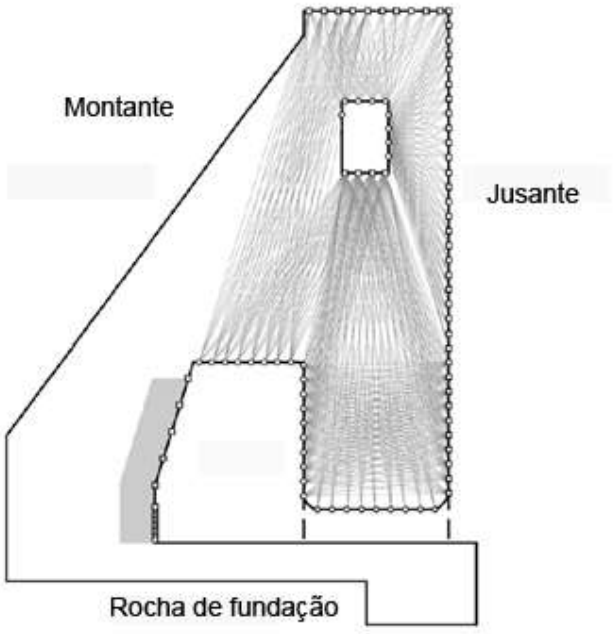

Figura 3. 13 - Linhas de propagação das ondas na seção da barragem. (Adaptada de RIVARD et al., 2010)

Com a técnica foi possível identificar as área mais afetadas e inclusive grandes fissuras (Figura 3. 14).

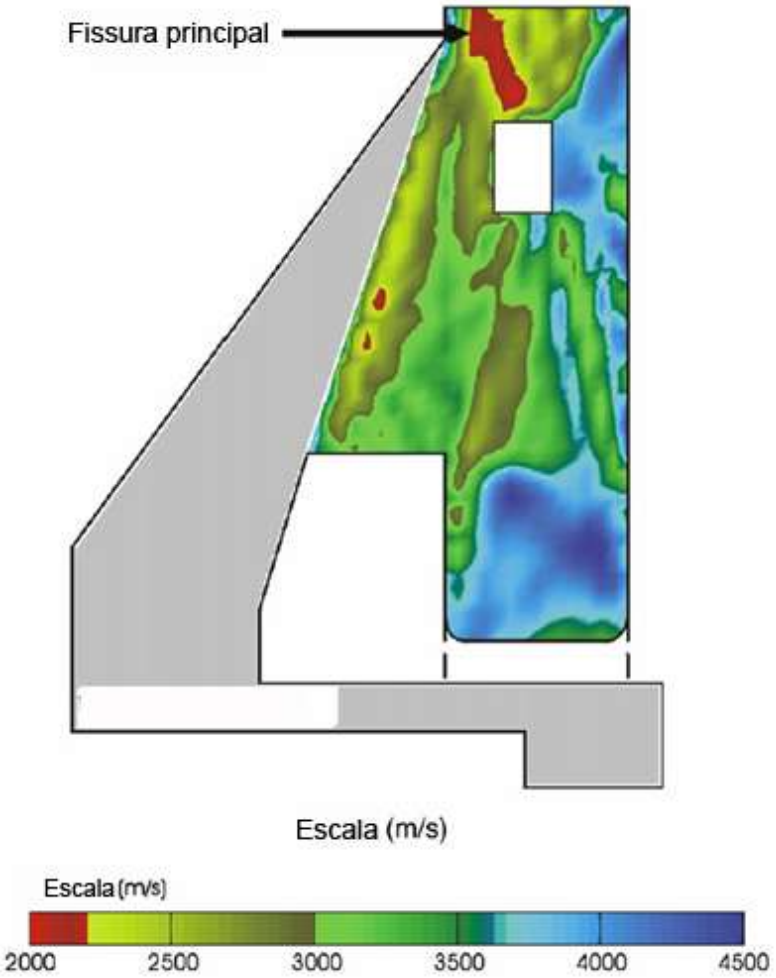

Figura 3. 14 - Tomografia sísmica. A boa qualidade do concreto está associada às maiores velocidades. (adaptado de RIVARD et al., 2010)

3.4.3 Com o acompanhamento das fissuras

Salles (2010) apresentou o monitoramento da tomada d´água da UHE Jaguari. Dentre os sensores utilizados está um medidor triortogonal (Figura 3. 15) para acompanhar o desenvolvimento das fissuras superficiais. Dentre as grandezas de interesse do sistema de monitoramento estão a taxa de expansão e a evolução desta com o tempo.

Figura 3. 15 - Medidores triortogonais instalados para monitoramento de fissuras superficiais. (SALLES, 2010)

3.5 O problema

A reação álcali-agregado (RAA) no concreto é uma reação deletéria que acontece entre os álcalis do cimento e elementos reativos existentes no agregado, o mais comum deles é a sílica amorfa (NEVILLE, 1997). A RAA produz um gel que se expande quando em contato com a umidade no concreto e produz o desenvolvimento de tensões internas e consequente fissuração (NEVILLE, 1997). Como outros mecanismos de degradação que afetam o concreto, a RAA é progressiva, variável e de difícil previsão (RIVARD et. al., 2010). Um maior aprofundamento nas causas e mecanismos químicos da RAA foge ao escopo deste trabalho e mais informações sobre o assunto podem ser encontradas na revisão bibliográfica da tese de Hasparyk (2005) e no livro de Figueirôa e Andrade (2007).

No entanto, é válido listar as condições necessárias para que a RAA aconteça (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007):

- A existência de uma quantidade mínima de álcalis, do cimento ou de outras fontes;

- A existência de um agregado reativo;
- A presença de água (apenas a reserva interna de água do concreto é capaz de alimentar a reação por décadas, porém de forma incipiente quanto a dano sério).

O problema foi reportado pela primeira vez nos Estados Unidos em 1940 depois de ser observado em estruturas da malha de transporte (STANTON, 1940). A partir daí, estruturas de concreto com grandes dimensões, como barragens, por exemplo, receberam considerável atenção pela sua importância e pelas suas condições de exposição que contribuem para o desenvolvimento da RAA. Isso levou a uma crença de que o problema estaria restrito às barragens e obras de grande porte. Contudo, alguns casos severos de RAA foram observados em pequenas estruturas na Europa (SWAMY, 1992), fundação de ponte no Brasil (HELENE; PEREIRA; CASTRO, 2005) e mais recentemente em fundações de edifícios, como foi relatado por Andrade (2006) e Figueirôa e Andrade (2007) que apresentaram casos confirmados de RAA em fundações de edifícios em Recife-PE. Foi ressaltado que o problema de RAA em pequenas estruturas pode ser mais comum do que é relatado na literatura.

No caso das fundações em Recife, motivação da pesquisa, existem algumas características que dificultam a avaliação e acompanhamento da RAA. Para acessar os blocos de fundação se faz necessária a demolição da laje de sub-solo, escavação e em muitos casos rebaixamento do lençol freático, sendo um processo caro e inconveniente para os proprietários, que ficam sem parte ou até a totalidade das vagas de garagem do edifício (Figura 3. 16).

A reabilitação de estruturas afetadas por RAA representa ainda hoje um grande desafio de engenharia e as ações corretivas têm custo bastante elevado (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007).

Figura 3. 16 – Escavação para acesso aos blocos de fundação de edifício em Recife. (ANDRADE, 2006)

O reparo de estruturas afetadas por RAA é também problemático visto que os reagentes não podem ser retirados do concreto. Para estender a vida útil da estrutura afetada Newman & Choo (2003) enfatizaram a necessidade de ações corretivas específicas nos casos em que:

- A RAA continua acontecendo e a peça continua expandindo;
- Quando a expansão da RAA afetou significativamente outra propriedade da estrutura;
- Quando o dano causado pela expansão deixou a estrutura potencialmente vulnerável às ações deletérias de agentes agressivos.

Dependendo do grau de expansão, condições de exposição e armadura, Doran (1992) indicou que estruturas afetadas por RAA usualmente podem continuar em serviço, sob monitoramento estrutural e/ou ações preventivas. Para controlar o problema da RAA, o proprietário precisa de uma fonte confiável de informações como: taxa de expansão, abertura de fissuras e agressividade do micro-ambiente. Essas informações permitirão uma melhor avaliação da condição da estrutura e

evitará caras intervenções desnecessárias e/ou o uso de soluções ineficientes (NERY et al., 2010b).

Uma das possíveis ações de reforço é o confinamento da fundação com uma reforçada malha de armadura externa para restringir a expansão do concreto (NEWMAN & CHOO, 2003), que segundo o trabalho de Helene; Pereira e Castro (2005) deveria restringir com pressões da ordem de 8MPa. Trata-se de uma solução onerosa e que necessita de verificação periódica quanto a sua efetividade. Um exemplo da necessidade de verificação, mesmo depois do reforço, é dado pelo caso dos apoios da cobertura do ginásio poliesportivo de Cuiabá relatado por Carmona Filho e Gracia Carmona (2011). Os apoios foram reforçados com uma densa malha de barras de aço e mesmo assim as fissuras voltaram a aparecer. Por outro lado, nos casos em que a RAA não afetou de forma severa a estrutura, o problema pode ser manejado conduzindo-se inspeções periódicas para avaliação do desempenho e segurança da estrutura.

No caso dos blocos de fundação de Recife, Figueirôa e Andrade (2007) recomendam alguns procedimentos, listados a seguir:

1. Verificação de cálculo;
2. Ensaios de laboratório e rastreamento do tipo de agregado utilizado na execução do bloco;
3. Uso do processo aproximado descrito no guia do Reino Unido para avaliar a expansão ocorrida até o momento;
4. Uso de um modelo computacional para avaliar alguns comportamentos;
5. Consolidação com injeção de micro cimento (Figura 3. 17);
6. Reforço.

Figura 3. 17 – Fundação de edifício habitacional afetada por RAA. (ANDRADE, 2006)

Uma vez que o reparo é terminado, a laje de subsolo é refeita e o local liberado para uso, o proprietário tem dificuldade para avaliar a eficiência a longo prazo da ação corretiva e a possível recorrência do problema. A previsão da evolução da RAA é muito difícil, pois diferentes taxas de deterioração podem ser observadas em concretos semelhantes, isso ocorre por conta do grau de deterioração ter uma grande dependência de várias condições de exposição da estrutura (FOURNIER et al., 2009).

Por conta da importância que as barragens têm e do grande impacto que um acidente em uma delas causaria na segurança pública, metodologias de monitoramento estrutural para este tipo de estrutura já estão bem desenvolvidas e comumente são usadas para o monitoramento da RAA. Como exemplo pode-se citar a metodologia usada por Sellier et al. (2009) que usa correlação entre modelos numéricos e resultados de leitura direta para avaliar a integridade de uma barragem. Contudo, estratégias de monitoramento para pequenas estruturas de concreto com necessidades específicas não são encontradas, justificando assim a inclusão deste item na estratégia de monitoramento a ser planejada. É válido lembrar que os outros problemas aos quais a fundação em concreto é passível, o ataque por sulfatos e a formação atrasada de etringita, têm como consequência a expansão do concreto, fazendo com que apenas o monitoramento da expansão cubra os principais problemas potenciais apresentados por fundações.

Portanto, é interessante monitorar uma ou algumas das seguintes grandezas:

- Alcalinidade no interior do concreto;
- Formação de gel na superfície dos agregados;
- Expansão do concreto;
- Fissuração do concreto;

4 PROJETO DE MONITORAMENTO

Utilizando-se dos conceitos vistos nos trabalhos já citados na revisão bibliográfica, foi desenvolvida uma sequência de decisões e estudos para o projeto de monitoramento até a escolha do sensor. Cada etapa é explicada em detalhes neste capítulo. Mas antes de projetar um monitoramento estrutural existem algumas perguntas que devem ser respondidas:

Por que ou para que monitorar?

É preciso se fazer esta pergunta para ter certeza da utilidade do monitoramento e para guiar o objetivo do projeto. Para o caso em questão, como já foi explicado anteriormente, o problema não tem uma solução definitiva, o acesso à peça é caro e trabalhoso e as técnicas de recuperação precisam de verificação. Assim, o monitoramento é válido para fornecer informações sobre o desenvolvimento do problema sem que seja necessário o acesso ao bloco de fundação, sendo o monitoramento um complemento do reparo.

O que monitorar?

Com a necessidade justificada deve-se buscar estabelecer que grandezas podem fornecer informações úteis para o acompanhamento do avanço do dano. Segundo o que foi visto no capítulo anterior é possível acompanhar o avanço da reação através do monitoramento de quatro diferentes grandezas.

Como monitorar?

Chega-se à questão da viabilidade técnica do monitoramento. Onde as necessidades e exigências do monitoramento são comparadas com as possibilidades que as tecnologias oferecem. A partir deste momento seguiu-se a sequência de decisões desenvolvida (Figura 4. 1).

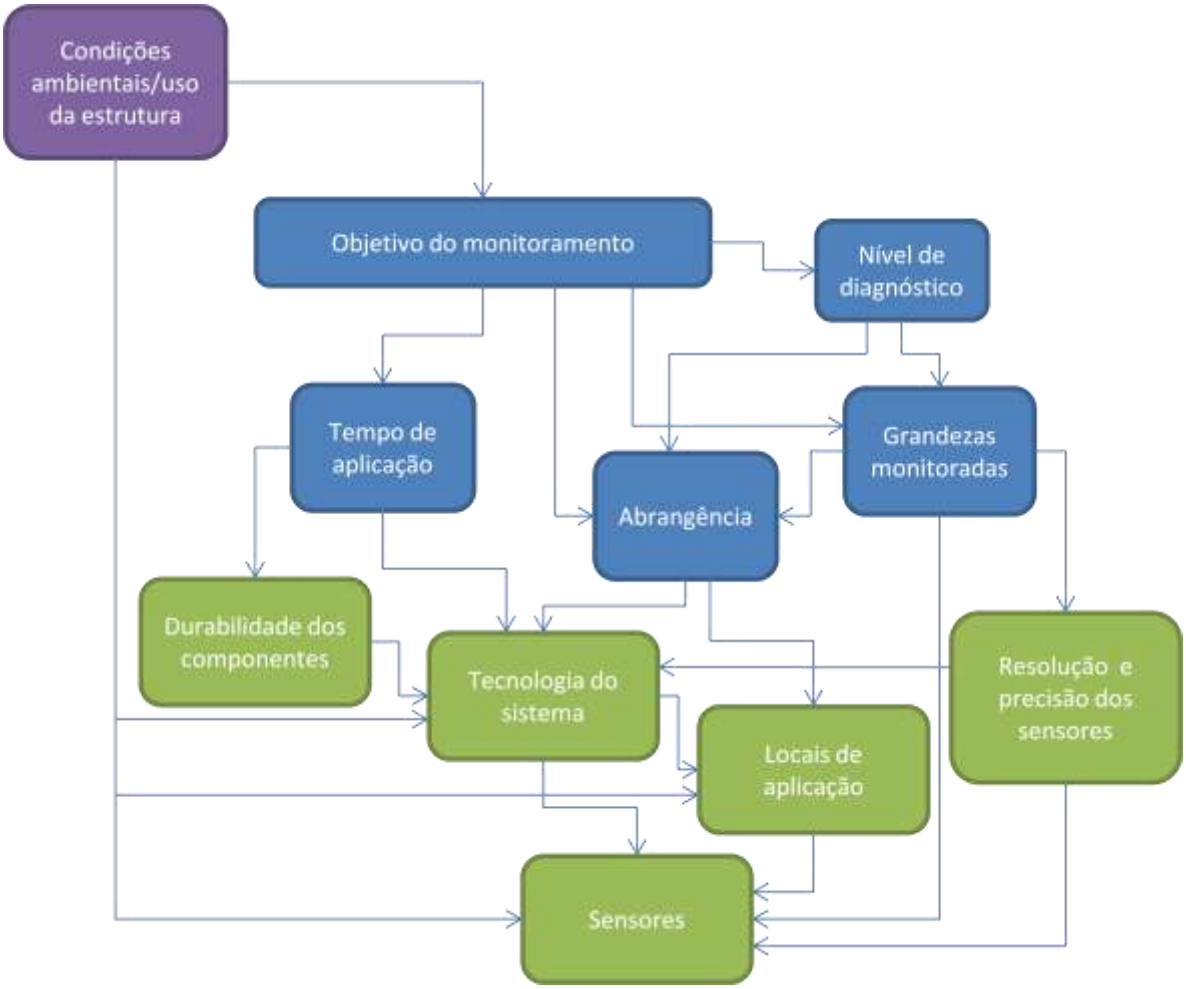

Figura 4. 1 – Sequência de decisões para projeto de monitoramento.

4.1 Condições ambientais e de uso da estrutura

O primeiro ponto é identificar as condições ambientais e de uso às quais a estrutura estará exposta durante sua vida útil. No caso do monitoramento de fundações com RAA temos:

- A peça fica sempre enterrada, normalmente saturada (decorrente do lençol freático muito próximo à superfície na região);
- Variação de temperatura do ambiente pode ser desprezada;
- As cargas podem ser consideradas constantes.

4.2 Objetivo do monitoramento

Ao se projetar um sistema de monitoramento é importante que haja uma definição clara e sucinta do objetivo do monitoramento (CLISIC & INAUDI, 2007). Na presente pesquisa o objetivo é:

“Acompanhar remotamente o desenvolvimento da RAA no bloco de fundação, evitando a necessidade de acesso ao bloco para uma avaliação”.

O objetivo automaticamente define a abordagem. Como o objetivo está diretamente ligado a um problema de material, a abordagem do sistema será de monitoramento de material, ficando claro assim, que informações sobre o comportamento da estrutura não serão fornecidos pelo sistema.

4.3 Nível de diagnóstico

Qualquer estrutura está sujeita à degradação, imposta por uso, ambiente ou acidente. É importante definir quais agentes de degradação são mais relevantes para a estrutura e principalmente quais danos poderão surgir derivados do acúmulo de influências dos diversos agentes de degradação. Refere-se por nível de diagnóstico a quantidade, qualidade e frequência de informações coletadas, em outras palavras, o nível de diagnóstico que é pretendido a partir dos dados gerados pelo monitoramento. Os níveis comumente usados como referência no SHM são:

Nível 1 – Detecção da existência de dano.
Nível 2 – Detecção e localização do dano.
Nível 3 – Detecção, localização e quantificação da degradação causadora do dano.
Nível 4 – Estimativa da vida útil remanescente da estrutura (prognóstico).
Nível 5 *– Auto diagnóstico.*
Nível 6 *– Auto reabilitação (reparo).*

Sendo os níveis 5 e 6 metas dos pesquisadores, mas que atualmente não são uma realidade (BALAGEAS; FRITZEN; GÜEMES, 2006; WENZEL, 2009; FRITZEN, 2011).

Para o monitoramento de bloco de fundação com RAA o nível determinado foi o 3. O sistema indicará a existência do dano, a localização é implícita, pois trata-se de um monitoramento localizado, e fornecerá informação quantitativa relativa ao desenvolvimento da RAA, suficiente para estimar o dano.

4.4 Tempo de aplicação

O monitoramento estrutural pode ser aplicado de forma permanente, contínua, periódica ou periodicamente contínua, na forma que melhor representar a performance da estrutura (GLISIC & INAUDI, 2003). O tempo de aplicação será determinado pelo processo de degradação que se quer monitorar e do uso da estrutura, podendo variar desde alguns dias até toda a vida útil da estrutura. O tempo de aplicação influenciará os materiais e métodos usados no monitoramento.

Para a RAA sabe-se que a mesma pode desenvolver-se durante anos e lentamente, assim, foi determinado que o monitoramento deve funcionar por pelo menos 10 anos, período no qual é possível definir a eficiência da intervenção e/ou a taxa de expansão do concreto, permitindo um prognóstico. A frequência das medidas pode ser semanal, já que a reação acontece de forma lenta, diminuindo a quantidade de dados gerados.

4.5 Grandezas monitoradas

Nos sistemas de monitoramento, as medições de grandezas como deformações, deslocamentos, temperaturas, entre outras, são usadas para se inferir sobre o estado da estrutura (ASSIS, 2007).

O conjunto de grandezas a serem monitoradas é uma das mais importantes decisões para o desempenho do monitoramento. Tais grandezas são definidas basicamente pelo objetivo e pela abordagem do monitoramento e devem representar da maneira mais direta e fiel possível o dano que se deseja acompanhar. A evolução da RAA é normalmente acompanhada de forma satisfatória através do monitoramento da expansão do concreto, sendo esta a grandeza escolhida para o monitoramento.

4.6 Abrangência

A abrangência diz respeito ao tamanho e à distribuição dos sensores e tem a mesma importância que a definição da grandeza monitorada ou da tecnologia utilizada (CLISIC & INAUDI, 2007).

Para os blocos de fundação são necessários sensores com grande comprimento (*long gauge*), pois como se vê na foto da Figura 4. 2 os blocos fissuram e formam grandes placas. Um sensor pontual não medirá nada se estiver dentro de uma placa e provavelmente romperá caso uma fissura apareça na sua linha de ação. É importante diferenciar “comprimento” de “faixa de atuação”. Um sensor pode ter grande comprimento com pequena faixa de atuação.

Figura 4. 2 - Exemplo de bloco de fundação com fissuração formando grandes placas. (ANDRADE, 2006)

4.7 Durabilidade dos componentes

É o período de tempo durante o qual os componentes precisam se manter funcionando e confiáveis, sendo determinado pelo tempo de aplicação definido anteriormente. Normalmente é interessante ter componentes que durem além do tempo previsto do monitoramento para haver a possibilidade de uma continuação no caso de uma necessidade. Com um tempo de aplicação determinado de 10 anos, o

sensor deve ser capaz de funcionar por pelo menos 10 anos nas condições de aplicação.

4.8 Tecnologia do sistema

Com todo o avanço observado na área do monitoramento estrutural, é de se esperar que as tecnologias utilizadas também avançassem. Isso aconteceu e fez com que hoje haja uma grande gama de possibilidades no que diz respeito às tecnologias utilizadas no SHM. Cada tecnologia tem suas vantagens e desvantagens, potencialidades e limitações. As exigências imputadas pelo monitoramento neste projeto permitem que se use quase todas as tecnologias vistas, porém, os sistemas elétricos e ópticos são os que apresentam melhor conjunto de qualidades para este monitoramento. Por questões de custo e disponibilidade de equipamentos foi decidido que o sistema usado para avaliar as possibilidades de instrumentação seria elétrico, mas que a técnica deveria poder migrar para um sistema óptico sem dificuldades.

4.9 Locais de aplicação

Para determinar os locais de aplicação dos sensores serão levadas em consideração as condições ambientais e de uso da estrutura, o tempo de aplicação, a tecnologia do sistema e a durabilidade exigida. O maior desafio na definição do local de aplicação é encontrar a melhor forma de aplicar os sensores na estrutura conseguindo a melhor representação possível do dano, com o menor número possível de sensores. Para os blocos de fundação três possibilidades foram propostas, na superfície do bloco (monitorando abertura de fissuras ou a expansão do bloco inteiro), embutido no concreto para medida direta da expansão (esta possibilidade foi descartada pois necessitaria a quebra de parte do boco para a colocação do sensor que por ser longo demandaria um grande comprimento de quebra e estaria embutido em um concreto novo) e na armadura, monitorando a deformação imposta pela expansão (a armadura pode ser a de reforço, nos casos

que forem reforçados, ou nas armaduras originais, onde o reforço não foi necessário, exigindo apenas uma pequena quebra).

4.10 Resolução dos sensores

É imprescindível definir a resolução máxima útil para o projeto. Isso evitará que seja utilizado um sensor que não perceba mudanças na grandeza de interesse e, no outro extremo, evitar gasto supérfluo com sensores mais precisos do que o necessário, sendo este potencialmente mais sujeito à interferências/ruídos. A resolução necessária depende do comprimento do sensor usado e do local em que ele será instalado. As resoluções estão definidas e explicadas em cada caso a seguir.

4.10.1 Superfície do bloco

Na superfície do bloco dois métodos foram propostos, monitoramento de fissuras e monitoramento da expansão do bloco. Para monitorar fissuras na superfície foi definido que uma resolução de 0,01 mm (valor usual encontrado em relógios comparadores como os usados nos medidores utilizados por Salles, 2010) seria suficiente para inferir sobre a continuação da reação. Para o monitoramento da expansão do bloco foi definida a mesma resolução para que o sensor fosse sensível a qualquer fissura que surgisse na sua linha de ação.

4.10.2 Barra de armadura

Para a barra de armadura um sensor pontual foi sugerido já que assume-se que a barra se deformará uniformemente. Considerando que as expansões da RAA tem grandezas na casa dos 0,4% e que taxas de expansão de menos de 20 με/ano são consideradas causadoras de intensidade de danos pouco expressivos (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007), a resolução mínima desejada definida para o sistema foi de 5 με.

4.11 Sensores

Na definição dos sensores foram usadas as determinações já explicadas. Para cada local de aplicação a ser testado um sensor foi escolhido. Cada escolha está explicada a seguir e mais detalhes sobre cada sensor podem ser encontrados nos capítulos seguintes.

Para o monitoramento de fissuras o LVDT foi escolhido por ter resolução suficiente, ser de conhecida estabilidade a longo prazo e por existirem no mercado versões com proteção suficiente para o uso desejado (enterrado), sendo necessário apenas o desenvolvimento de uma proteção física para que não seja movido durante o reaterro.

Para o acompanhamento da expansão do bloco através de sensor de superfície, houve a tentativa de desenvolver um sensor de longo comprimento baseado em *strain gauge*. Mais detalhes sobre este sensor encontram-se no capítulo 5.

Para o monitoramento das barras, *strain gauges* foram aplicados em pares no centro das barras e protegidos para suportar as solicitações mecânicas impostas pela concretagem.

Os resultados dos experimentos realizados para a avaliação do desempenho de cada possibilidade encontram-se no capítulo 5.

5 EXPERIMENTOS, MATERIAIS E MÉTODOS

Como foi explicado anteriormente, não há na literatura uma estratégia de monitoramento para fundações e se fez necessário um plano de experimentos para teste de algumas alternativas para este fim, auxiliando a definir a melhor forma e onde aplicá-los. Os experimentos foram realizados no laboratório do National Research Council Canada (NRC), no qual o autor realizou programa de intercâmbio na qualidade de pesquisador convidado.

O NRC foi escolhido para ser o local do experimento pela conhecida experiência do grupo com monitoramentos e principalmente com instrumentação de estruturas. Cusson; Qian e Chagnon (2008) demonstram resultados de 5 anos de monitoramento de corrosão em uma estrutura de concreto.

Além disso, o NRC tinha parcerias com a grande rede canadense de pesquisa de SHM, o ISIS Canada. O ISIS (Intelligent Sensing for Innovative Structures) foi criado em 1995 para prover os engenheiros com maneiras mais inteligentes de construir, reparar e monitorar estruturas utilizando-se de polímeros reforçados com fibras e sensores a fibra óptica; Foi criado pela rede federal de centros de excelência e conta com 14 universidades no território do Canadá.

Do ponto de vista experimental, a expansão do concreto foi identificada como a grandeza com maior adequação em termos de monitoramento. Para o experimento, resolveu-se simular o problema da RAA, por ser um problema atual e exatamente no tipo de estrutura que se intenciona monitorar. A simulação foi necessária para que os experimentos coubessem no calendário do NRC. Também do ponto de vista prático, não conviria ter de aguardar muito tempo para obter respostas.

Mesmo as RAA mais aceleradas em laboratório levam mais de 1 ano para apresentar expansões de 0,4% (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007).

Com isso, houve a necessidade de 2 programas experimentais distintos:

- Um primeiro com foco no desenvolvimento de um procedimento, em laboratório, para simulação dos efeitos físicos experimentados por fundações afetadas por RAA;

- Um segundo focado no estudo de diferentes metodologias de instrumentação para monitoramento da expansão do bloco.

Com o intuito de apresentar de formar clara a metodologia utilizada durante a parte experimental deste trabalho, cada experimento foi detalhado de forma individual e dividido em 4 partes:

- variáveis analisadas;
- caracterização dos materiais utilizados;
- programa experimental;
- resultados e discussão.

Além do procedimento escolhido para a simulação, as outras abordagens avaliadas também estão descritas, pois podem servir de ponto de partida para pesquisas com objetivos diferentes dos aqui buscados.

5.1 Desenvolvimento de procedimento de simulação da expansão de RAA em laboratório

A reação álcali-agregado (RAA) é uma reação de expansão muito lenta que ocorre no concreto entre alguns agregados reativos e os álcalis do cimento. Para desenvolver uma estratégia de monitoramento para fundações com RAA é necessário simular a fissuração causada pela reação numa escala de tempo de laboratório, pois, em condições normais a RAA pode levar anos para apresentar um grau significativo de fissuração e representar as fundações analisadas.

Para se obter fissuras com as mesmas características e intensidade é possível acelerar a RAA usando materiais altamente reativos e sob um controle rigoroso de temperatura e umidade, porém as características do corpo de prova que se pretende ensaiar dificultam o controle de temperatura e umidade exigidas. Por exemplo, Toma et. al. (2007) conseguiram simular a RAA em concreto usando um aditivo expansivo baseado em Cal sob cura úmida e temperatura controlada. Eles obtiveram uma expansão com restrição de 0,7% depois de 6 dias, porém as características das fissuras apresentadas foram diferentes do usual para RAA

(Figura 5. 1). As fissuras se apresentaram com pequena abertura e com uma direção preferencial.

Portanto, uma nova abordagem se mostrou necessária para simular os efeitos da RAA produzindo fissuras aleatórias em poucos dias e sem a necessidade de temperatura e umidade controladas (NERY et. al., 2010a).

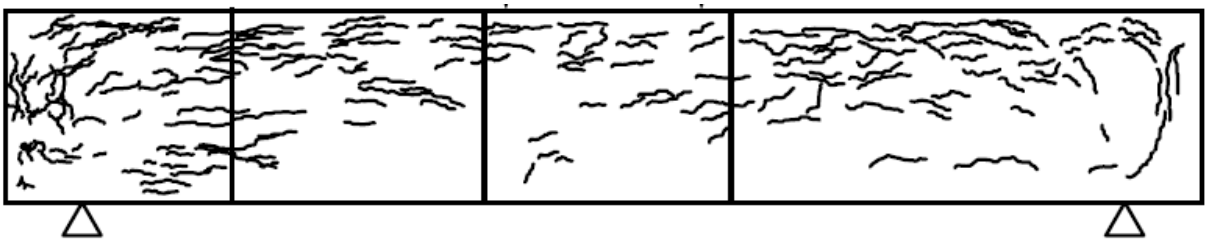

Figura 5. 1 - Mapa de fissuras de CP usado por Toma et. al. (2007) para simular RAA em concreto armado. (TOMA et. al., 2007).

5.1.1 Primeira abordagem, concreto expansivo

Fundamentada na abordagem proposta por Toma et. al. (2007), foi idealizado um concreto expansivo que apresentasse quadro fissuratório semelhante ao de estruturas afetadas por RAA. Para tanto, a intenção era permitir que o concreto expandisse livremente e que o agregado graúdo servisse de restrição em alguns pontos provocando uma fissuração aleatória.

5.1.1.1 Variáveis analisadas

Levando em conta o objetivo do experimento de simular a ação da RAA utilizando-se um concreto expansivo, a partir de um traço de referência foram analisados diferentes dosagens de 2 aditivos expansivos para concreto.

Para melhor explicar o experimento, são apresentadas a seguir as variáveis estudadas e a classificação utilizada:

- variáveis independentes: tempo depois da pega do concreto;
- variáveis intervenientes: tipo de aditivo expansivo, dosagem do aditivo expansivo e temperatura;

- variáveis dependentes: expansão do concreto;
- variáveis qualitativas: tipologia das fissuras (freqüência, distribuição e direção).

A seguir as variáveis são descritas e comentadas.

A. Tipo de aditivo expansivo

Buscando avaliar a melhor possibilidade para a produção do concreto expansivo, 2 aditivos expansivos baseados no mesmo princípio de funcionamento do usado por Toma et. al. (2007) foram testados.

B. Dosagem do aditivo expansivo

Assim como o tipo de aditivo mais efetivo para a finalidade requerida, a dosagem deste em relação à massa de concreto foi avaliada para obter-se a quantidade mais eficiente.

C. Temperatura

A temperatura não foi controlada, mas houve um acompanhamento para identificar e eliminar interferências.

D. Expansão do concreto

Um dos principais efeitos da RAA que se deseja simular, a expansão do concreto foi medida com a finalidade de servir como índice de desempenho na comparação entre os traços de concreto expansivo testados.

E. Tipologia das fissuras

Única variável qualitativa do experimento, a tipologia das fissuras foi considerada resultado eliminatório de um traço caso não se apresentasse com as características desejadas e típicas da RAA. Sendo elas:

- Fissuração aleatória;
- Ausência de direção preferencial das fissuras;
- Fissuração formando placas na superfície;

5.1.1.2 Materiais utilizados

Uma pesquisa bibliográfica foi realizada para identificar algum concreto já produzido com esta finalidade e nada foi encontrado. Decidiu-se utilizar uma superdosagem de dois aditivos expansivos que tem por finalidade combater as fissuras decorrentes da retração autógena do concreto. Os aditivos funcionam expandindo durante a hidratação para compensar a retração. A expansão é conseguida através da formação de etringita (Figura 5. 2).

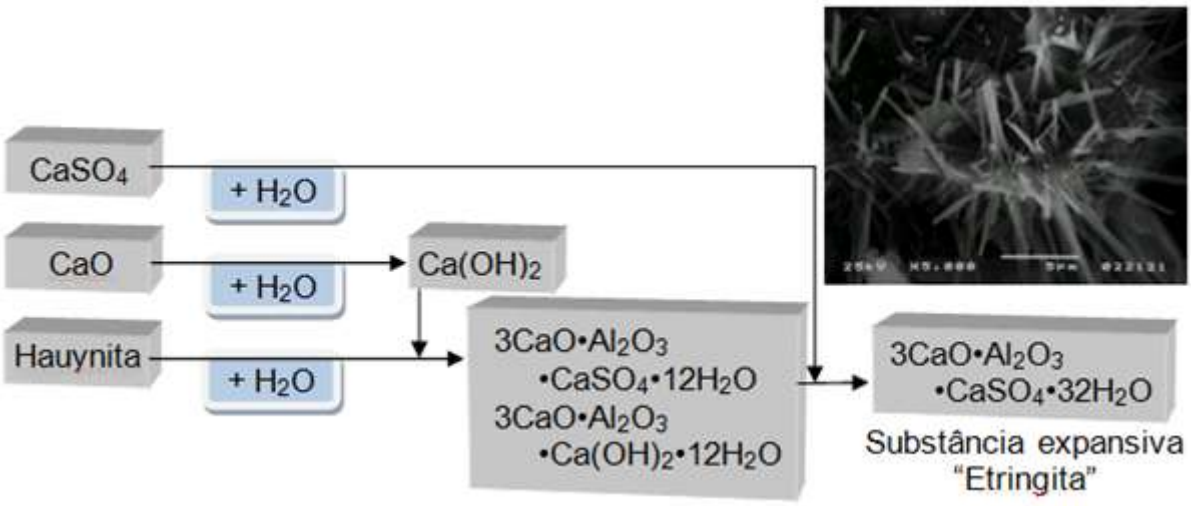

Figura 5. 2 - Componentes e ação do CSA.[7]

Os traços tiveram suas expansões medidas para comparação de desempenho. Os materiais utilizados estão relacionados a seguir.

[7] Hauynita, segundo o Glosário Geológico Ilustrado:
Mineral $[(Na,Ca)_{4-8}\ (Al_6Si_6O_{24})(SO_4,S)_{1-2}]$ do grupo dos feldspatóides, membro do grupo da sodalita, de cor azul característica ocorrendo em rochas vulcânicas alcalinas, frequentemente piritosas.

A. Cimento

Optou-se pela utilização de um cimento equivalente ao CP-I (Cimento Portland Comum – Tipo I de acordo com a ASTM C-150) por não conter adições e assim evitar possíveis interações entre adições e aditivo expansivo.

B. Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi uma areia de quartzo do tipo média.

C. Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi um calcário com diâmetro máximo característico de 10 mm.

D. Aditivo expansivo

O nome comercial dos aditivos utilizados são o Denka CSA#20 e o Denka Power CSA, a fabricante é a empresa japonesa Denka. A dosagem normal recomendada pelo fabricante para compensar retração é de 30kg/m³ para o CSA#20 e 20kg/m³ para o Power CSA. O Denka Power CSA (PCSA) é um CSA potencializado e baseia-se nas mesmas reações. Os aditivos são comercializados em pó e embalados em sacos de 25kg (Figura 5. 3).

Figura 5. 3 - Embalagem de CSA#20.

E. Aparato de medição da expansão

Para verificar o desempenho de cada traço foi utilizado o aparato de medição desenvolvido por Cusson e Hoogeveen (2007). O aparato consiste de uma série de fôrmas metálicas de 75 x 75 x 300 mm com a parte superior lacrada com filme plástico para evitar perda de umidade (Figura 5. 4). Para evitar que a fôrma restringisse a expansão dos corpos de prova uma camada de 6 mm de borracha sintética de baixa resistência foi aplicada no fundo e laterais da fôrma. Para evitar atrito toda a fôrma foi coberta com filme de PVC (Figura 5. 5) e lubrificada com vaselina. Para compensação de possíveis efeitos térmicos, termopares foram colocados no centro do prisma (Figura 5. 6), na superfície, no molde e na base metálica, além de um posicionado um pouco acima dos moldes para medição da temperatura ambiente.

Figura 5. 4 - Fôrma já preenchida sendo selada.

Figura 5. 5 - Fôrmas preparadas para receber o concreto.

A expansão de cada amostra foi medida a partir do início do endurecimento (início de pega) com 2 LVDTs, ancorados ao concreto através de discos de 20 mm de diâmetro (Figura 5. 6 e Figura 5. 7).

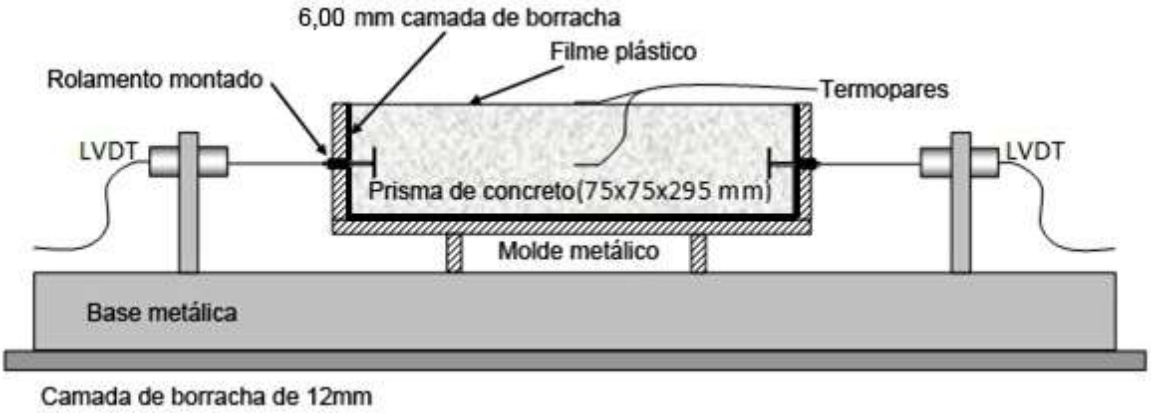

Figura 5. 6 - Diagrama do aparato para medição de retração. (Adaptado de CUSSON; HOOGEVEEN, 2007)

Figura 5. 7 - Disco de ancoragem do LVDT no concreto.

F. Sistema e programa de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados utilizado foi um DataTaker, modelo DT500 com um módulo de expansão de canais (Figura 5. 8). O DT500 possibilita a entrada de sensores em 10 canais analógicos. O módulo de expansão de canais tem 10 canais analógicos e é controlado pelo módulo principal. O DT500 tem uma memória interna e uma expansão de memória que permite armazenar 480.000 dados. A

memória possibilitava o funcionamento autônomo e o computador era usado apenas para recolher os dados a cada 24 horas.

Figura 5. 8 - DataTaker DT500 usado no experimento com o módulo de expansão de canais acoplado.

O programa de comunicação utilizado foi o DeTransfer. O programa permite enviar comandos, editar e salvar programas no DT500. Existe ainda a possibilidade de receber informações em tempo real dos dados medidos e das condições do equipamento.

5.1.1.3 Programa experimental

Para o experimento foram produzidos 7 traços de concreto utilizando diferentes proporções de cimento e os dois aditivos expansivos. Os traços de concreto foram produzidos a partir de um concreto de referência com proporções 1:2:3 sendo respectivamente, cimento, areia e brita, com relação água/cimento de 0,5 em massa. Cada um dos aditivos expansivos foi utilizado nas proporções de 20, 40 e 60 kg/m³ de concreto, gerando os outros 6 traços. A Tabela 5. 1 mostra os traços utilizados. Foram confeccionadas 3 amostras de cada traço, para uma melhor representação estatística.

Tabela 5. 1 - Traços utilizados no experimento do concreto expansivo.

Nº	Água (kg)	Cimento (kg)	Areia (kg)	Pedra (kg)	CSA/PCSA (kg)	CSA (kg/m3)	PCSA (kg/m3)
0	0,5	1	2	3	0,000	0	0
1	0,5	1	2	3	0,055	20	0
2	0,5	1	2	3	0,110	40	0
3	0,5	1	2	3	0,167	60	0
4	0,5	1	2	3	0,055	0	20
5	0,5	1	2	3	0,110	0	40
6	0,5	1	2	3	0,167	0	60

Todos os moldes (6 no total, possibilitando a experimentação de 2 traços de cada vez) eram preparados colocando-se as camadas de borracha nas faces, filme plástico, os discos para fixação da haste do LVDT, os rolamentos para eliminação de atrito na movimentação da haste para a medição da expansão e posicionando-se o termopar central (Figura 5. 9).

Figura 5. 9 - Moldes prontos para receber o concreto.

Os moldes eram preenchidos com extremo cuidado para não modificar a posição dos discos e do termopar e adensados numa mesa vibratória. Depois de adensados a superfície foi regularizada com espátula (Figura 5. 10) e um filme plástico foi colocado na face superior e selado com fita adesiva para não haver perda de umidade. Os moldes preenchidos e selados eram colocados na base metálica, os LVDTs e termopares eram posicionados e acoplados ao sistema de aquisição (Figura 5. 11).

Figura 5. 10 - Regularização de superfície em CP de concreto expansível na mesa vibratória.

Figura 5. 11 - Moldes preenchidos, com a cobertura plástica colocada e acoplados ao sistema.

Além de preencher o aparato para medição de expansão era produzido, na mesma betonada, concreto suficiente para confecção de 4 CP de 10 x 20 cm, e para alguns ensaios de caracterização, como por exemplo, tempo de pega. Logo após o preenchimento das fôrmas dos aparatos eles seguiam para a sala onde se encontrava a bancada com as bases metálicas e os sistemas de aquisição. A bancada ficou numa sala climatizada, mas sem um rígido controle de temperatura (Figura 5. 12). Normalmente o tempo desde a introdução da água na mistura do concreto até o início da aquisição de dados foi de 2h com uma tolerância de 10 min. O tempo de pega de cada traço definiu o ponto zero na medição da expansão.

Figura 5. 12 - Bancada com aparatos de medição e sistema de aquisição.

A aquisição de dados foi realizada à taxa de 1 leitura a cada 5 minutos até estabilização do comprimento ou decorridos 7 dias. As variações de temperatura nas amostras foram monitoradas durante todo o tempo do experimento na mesma taxa de aquisição.

5.1.1.4 Resultados e discussão

Os resultados dos ensaios de tempo de pega da argamassa de cada traço (utilizando-se o aparelho de Vicat) está apresentado na Tabela 5. 2.

Tabela 5. 2 - Tempo de início de pega das argamassas dos concretos estudados.

Traço de concreto	0	1	2	3	4	5	6
Tempo de pega (horas)	5,5	5,3	4,7	4,5	5,1	4,7	4,5

Percebe-se que o tempo de pega diminui com o aumento da quantidade de aditivo expansivo. Isto, provavelmente, deve-se a maior disponibilidade de ninhos de cristalização causada pela introdução do aditivo expansivo, fazendo com que os cristais se encontrem e se “travem” em menos tempo.

Para caracterizar os concretos e avaliar a influência de superdosagens de aditivo expansivo em concretos, ensaios de caracterização foram realizados e os resultados estão comentados a seguir.

A resistência à compressão foi medida nos corpos de prova moldados no mesmo dia que os prismas (Figura 5. 13). Houve um problema durante a confecção do concreto 6 e a quantidade não foi suficiente para moldar todos os corpos de prova necessários, ficando sem medidas para os 28 dias. O valor utilizado para representar a resistência do concreto 6 aos 28 dias foi estimado a partir da média de desenvolvimento de resistência dos outros concretos aplicada ao resultado aos 7 dias. Percebe-se que o único concreto a sofrer uma diminuição de resistência em relação ao concreto de referência foi o 6, efeito da grande expansão sofrida e das microfissuras detectadas no microscópio, comentadas mais adiante.

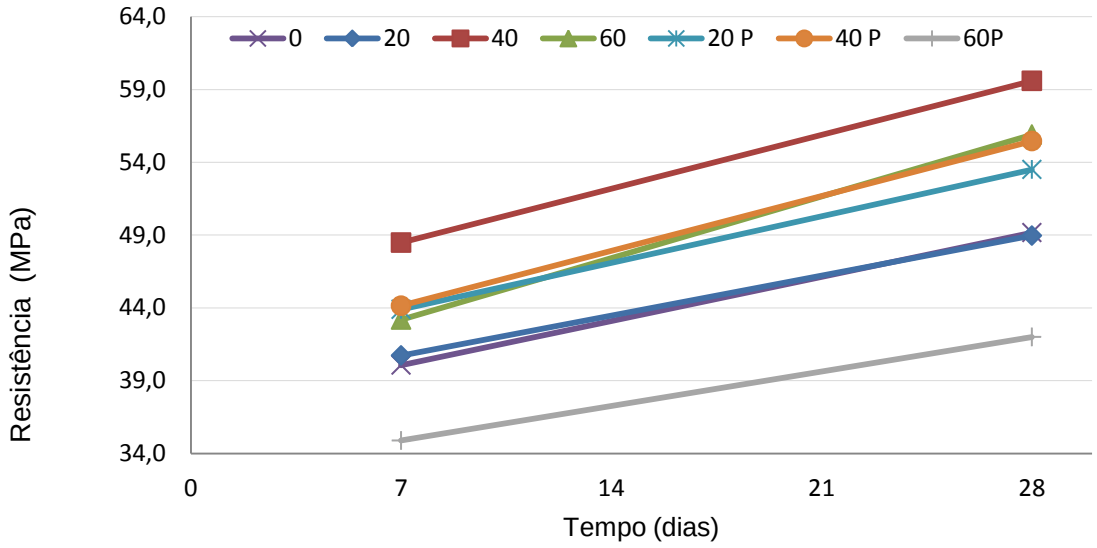

Figura 5. 13 - Gráfico de resistência à compressão dos concretos analisados.

A resistência à compressão mostrou um comportamento em relação à expansão que indica haver uma expansão ótima para aumento da resistência, depois da qual a resistência começa a diminuir. O gráfico da Figura 5. 14 mostra essa indicação.

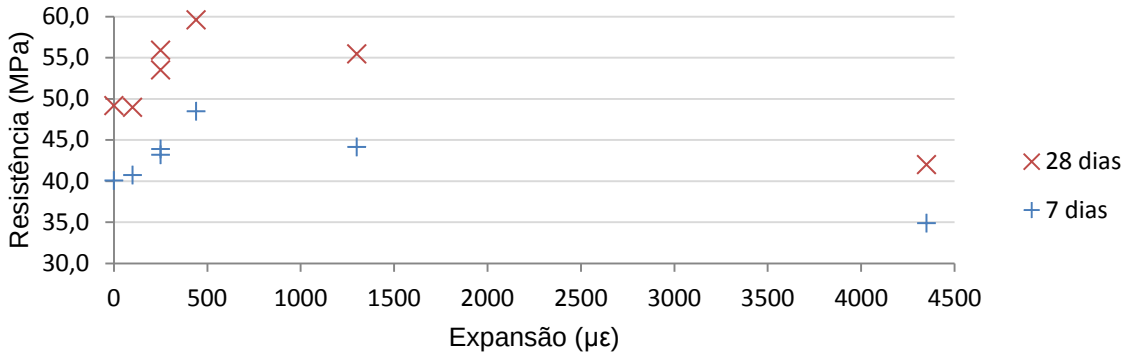

Figura 5. 14 - Gráfico de resistência x expansão.

A quantidade de ar incorporado também foi medida utilizando-se o procedimento recomendado pela norma ASTM C231 / C231M e está representada na Figura 5. 15. Pelo mesmo motivo citado anteriormente, não se fez o ensaio no concreto 6. Ficou clara a contribuição do aditivo para a quantidade de ar incorporado, mas por não ser objetivo deste trabalho, não foi possível se estabelecer uma relação com a quantidade usada.

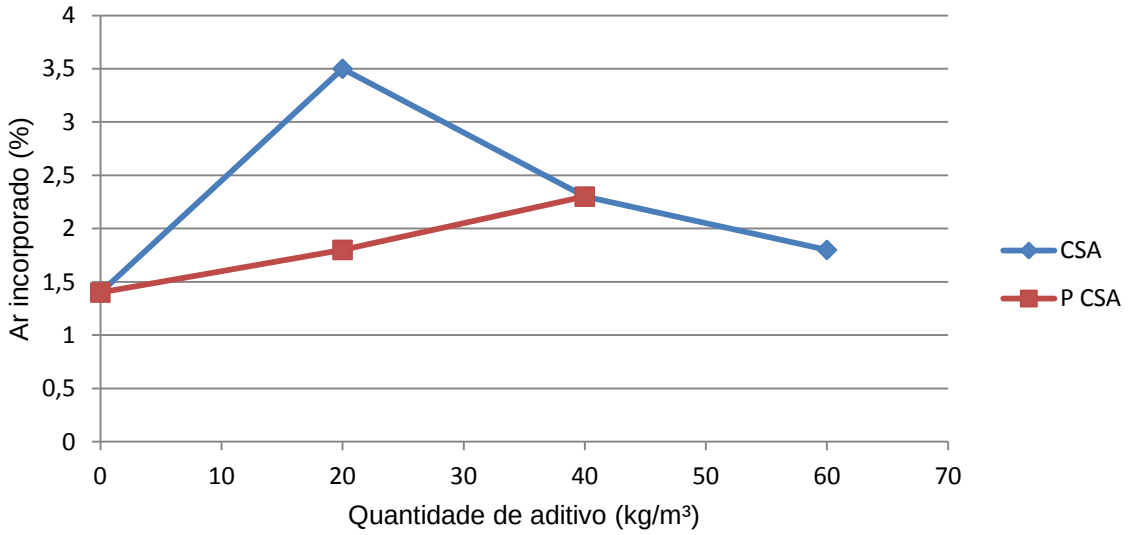

Figura 5. 15 - Gráfico de ar incorporado dos concretos analisados.

Mediu-se ainda o abatimento do tronco de cone de cada traço para a detecção de uma possível influência da quantidade de aditivo expansivo na consistência do concreto. O abatimento de tronco de cone foi medido utilizando-se o procedimento recomendado pela ASTM C143 e, assim como o ar incorporado, foi

possível verificar influência do uso do aditivo nos resultados. Também não ficou clara a relação entre o abatimento e a quantidade de aditivo utilizada (Figura 5. 16).

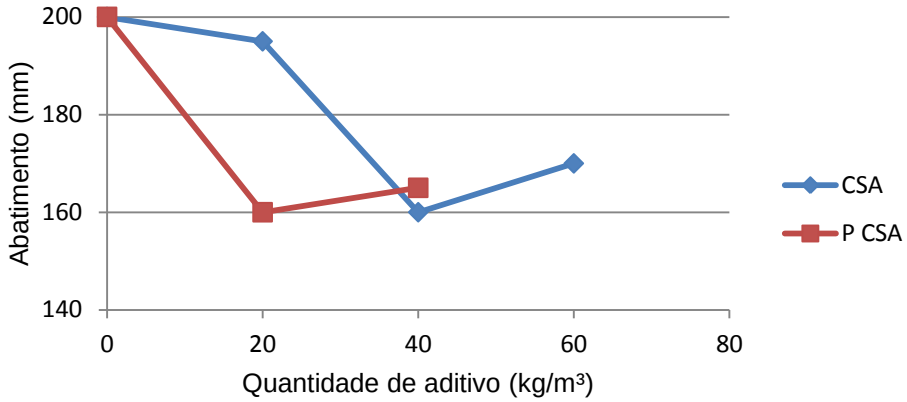

Figura 5. 16 - Gráfico de abatimento do tronco de cone dos concretos analisados.

A Figura 5. 17 mostra o gráfico de temperatura das amostras ao longo do experimento. A letra "P" depois de algumas legendas indica a utilização do PCSA. A variação máxima de temperatura decorrente de efeitos externos foi de 4°C e a variação total de 7°C.

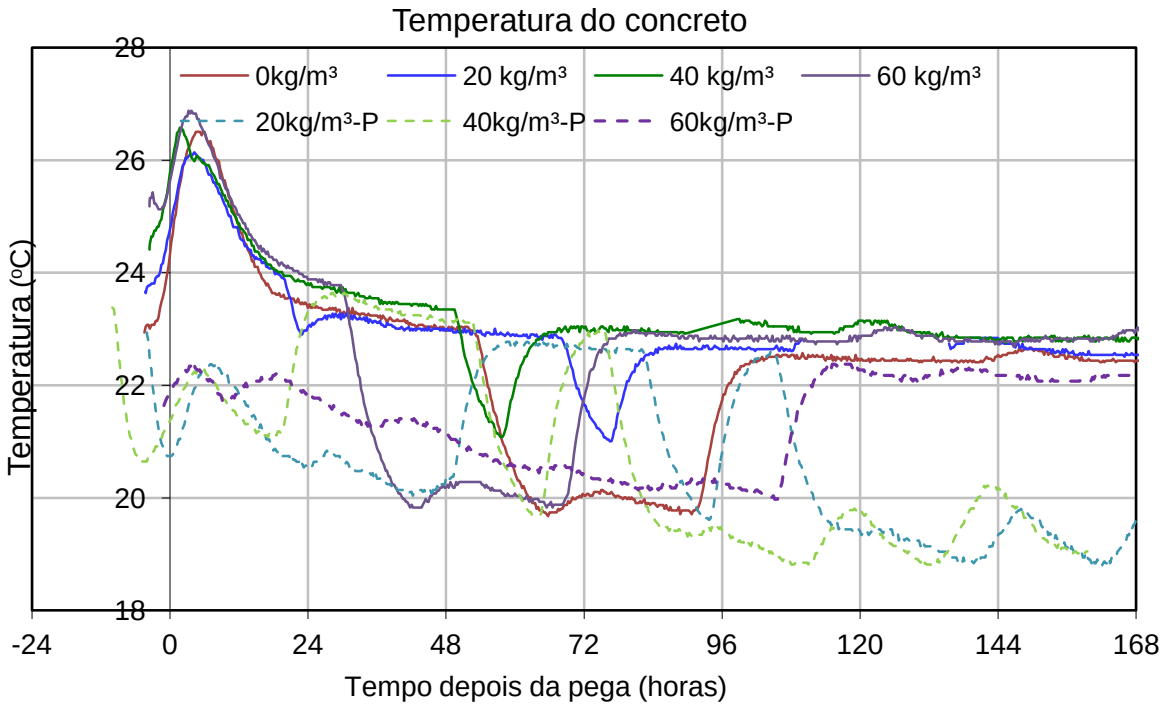

Figura 5. 17 - Gráfico de temperatura das amostras ao longo do tempo.

Como foi explicado anteriormente, os corpos de prova ficaram numa sala climatizada, mas sem controle rígido de temperatura. Na época dos experimentos a temperatura na cidade de Ottawa chegava facilmente à -15 ^{o}C e durante algumas noites a extremos -27 ^{o}C. Quando havia alguma queda de energia, mesmo que apenas por algumas horas, a temperatura da sala caia causando a variação verificada nos resultados. As variações de temperatura decorrentes das quedas de energia não comprometeram o experimento. Por acontecerem apenas durante algumas horas, é possível perceber algumas mudanças bruscas de pequena intensidade nas expansões, sendo fácil a identificação no gráfico e não interferindo nas leituras.

As expansões medidas ao longo do experimento foram organizadas em gráficos. O gráfico da Figura 5. 18 apresenta os resultados do concreto de referência e dos traços com CSA e o da Figura 5. 19 mostra os resultados dos traços com PCSA.

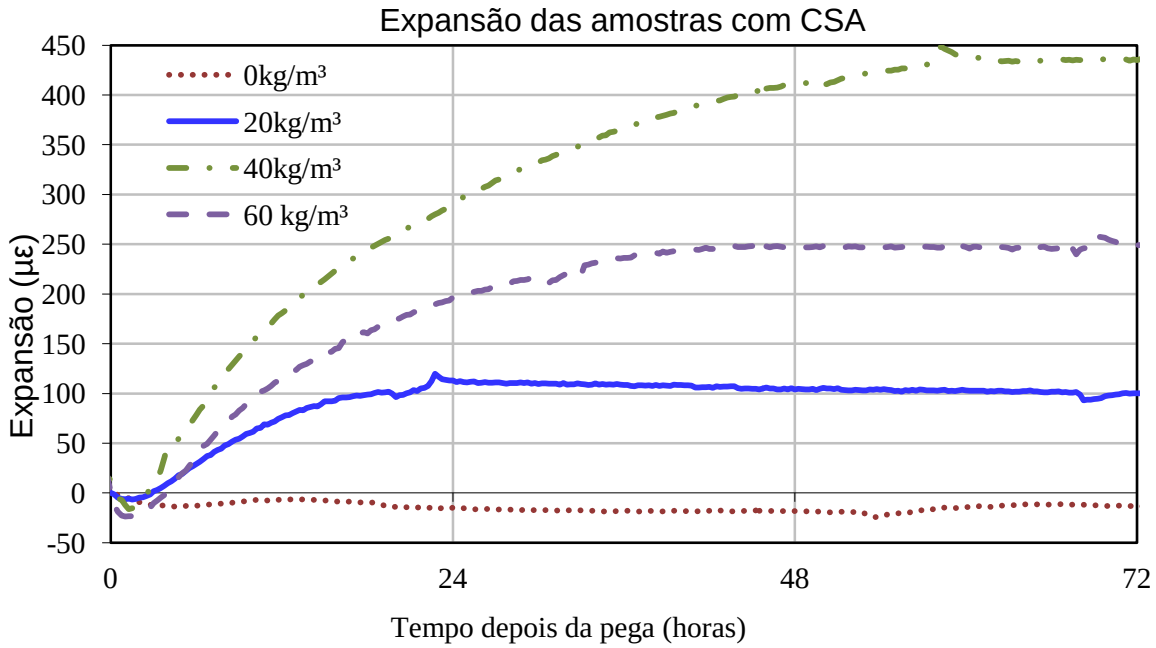

Figura 5. 18 - Gráfico da expansão das amostras com CSA.

Comparando-se os gráficos de temperatura e expansão dos concretos foi possível identificar que as ondulações percebidas em alguns pontos foram provocadas por quedas de temperatura.

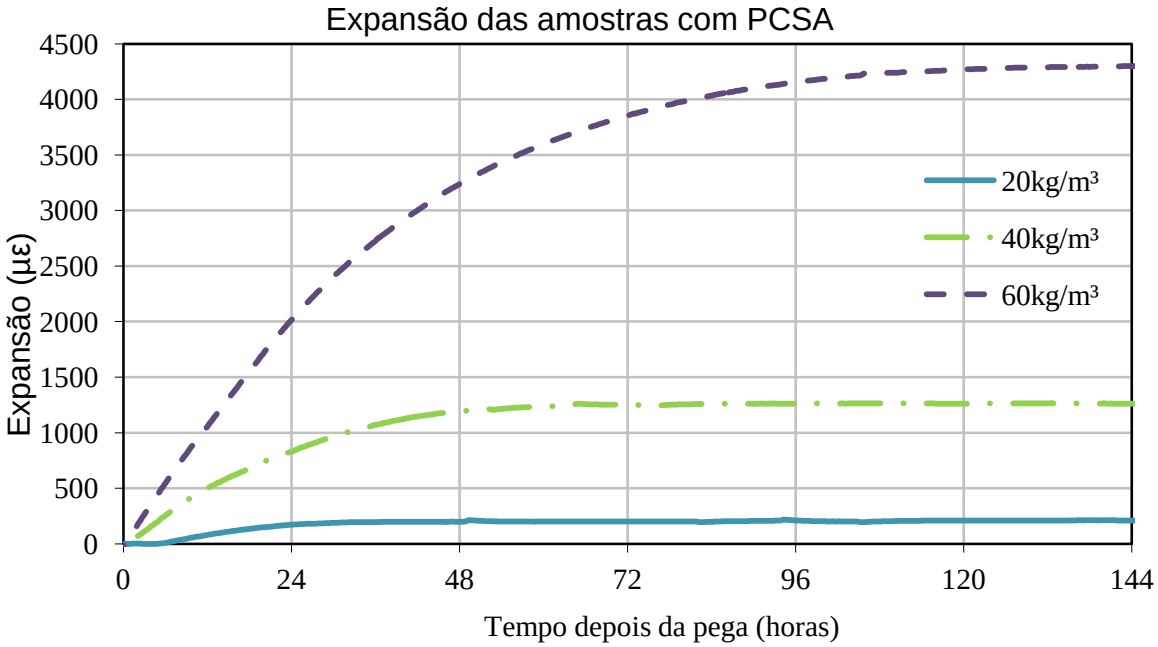

Figura 5. 19 - Gráfico da expansão das amostras com PCSA.

O concreto de referência foi concebido para apresentar pouca retração (Figura 5. 18) e assim, não competir com a expansão induzida. É interessante perceber que o concreto elaborado com 40kg/m³ de CSA expandiu mais que o elaborado com 60kg/m³, isso se explica pelo mesmo fenômeno identificado por Morioka; Sakai e Daimon [entre 2003 e 2008]. A grande quantidade de CSA causou uma aceleração do processo e a expansão aconteceu num momento no qual não havia resistência para que a expansão fosse transmitida na microestrutura do concreto. Apesar da grande expansão observada na amostra com 60Kg/m³ de Power CSA, que expandiu 4400 microstrains (0,44%) em 5 dias, a amostra não apresentou fissuras visíveis. Isso por que o cimento expansivo foi elaborado para combater a retração autógena sem induzir tensões internas e para isso ele age principalmente entre o início e fim de pega, além desta expansão ter acontecido sem restrições.

As amostras foram analisadas em microscópio eletrônico para verificação de microfissuras e vazios. Foram encontradas diversas microfissuras na amostra de 60kg/m³ de PCSA, ratificando a grande expansão sofrida pelo concreto (Figura 5. 20). Foi detectada etringita em maior quantidade que o comum em toda a amostra confirmando o agente utilizado pelo aditivo expansivo (Figura 5. 21).

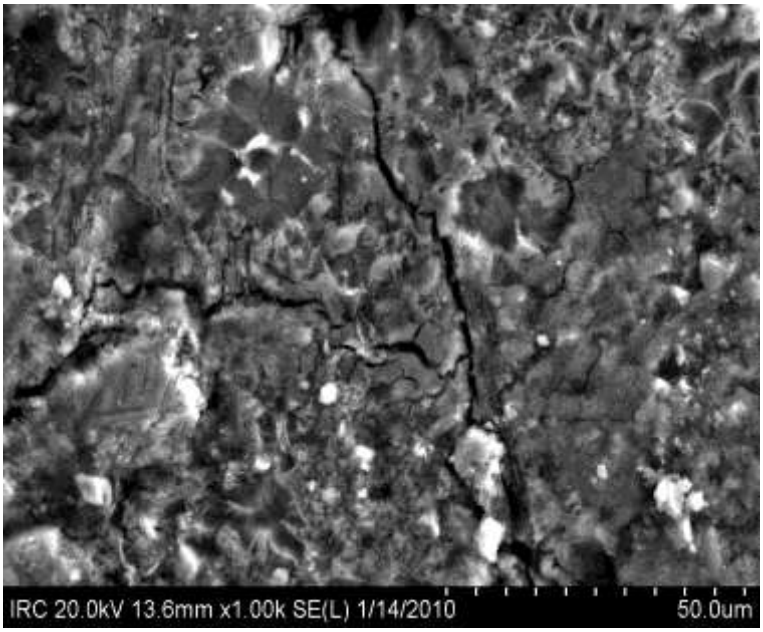

Figura 5. 20 - Microfissuras na amostra de concreto com 60 Kg/m³ de PCSA, com magnificação de 1000 vezes.

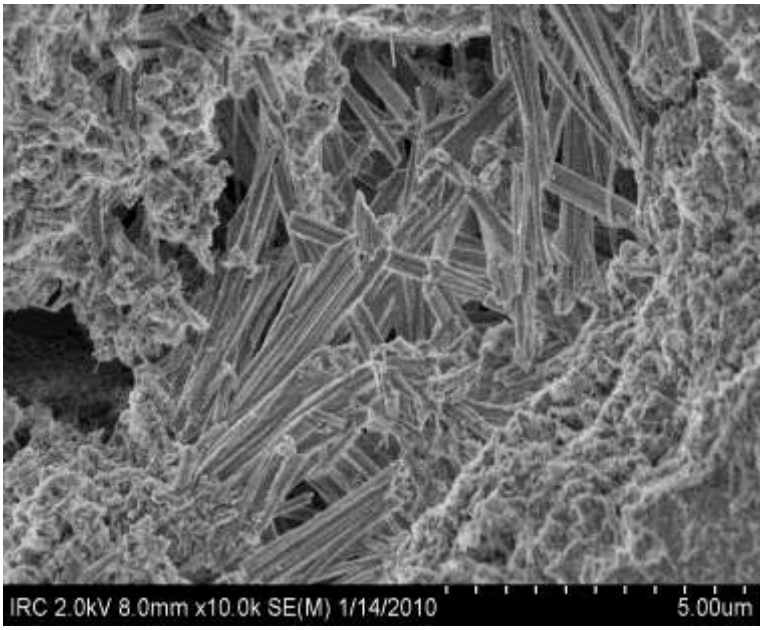

Figura 5. 21 - Etringita encontrada na amostra de concreto com 60 Kg/m³ de PCSA. Com magnificação de 10.000 vezes.

Apesar das inúmeras microfissuras e da confirmação do funcionamento da superdosagem do aditivo expansivo, os concreto formulados não apresentaram fissuras visíveis e, por isso, não atingiram o desempenho requerido para a tarefa de simular um concreto com RAA.

5.1.2 Segunda abordagem, Impor restrição ao concreto expansivo

Ainda com a intenção de simular os efeitos físicos causados pela RAA em concreto armado, considerou-se que na expansão livre os agregados não ofereceram restrição suficiente para o aparecimento de fissuras e optou-se pela colocação de barras de ferro para cumprir este papel (Figura 5. 22). Para este experimento utilizou-se o concreto que mais expandiu (nº 6, com 60kg/m³ de PCSA).

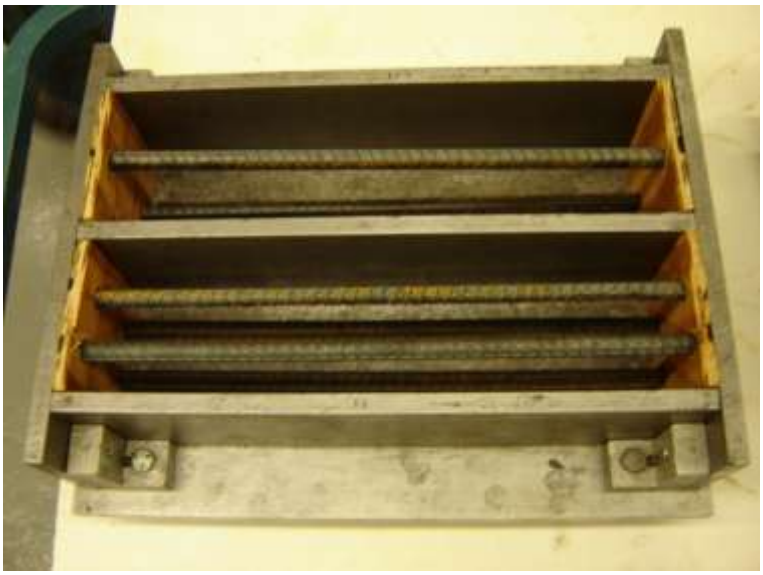

Figura 5. 22 - Molde para prisma com barras para restringir expansão.

5.1.2.1 Variáveis analisadas

Nesta ocasião o objetivo do experimento foi testar a efetividade da colocação de barras nos prismas para a introdução de restrições à expansão e consequente indução de fissuras no concreto expansivo. Foram testados prismas com 2 e 4 barras. As variáveis consideradas no experimento foram:

- Variáveis independentes: tempo depois da pega do concreto
- Variáveis intervenientes: número de barras no prisma, temperatura, umidade
- Variáveis dependentes: abertura de fissuras
- Variáveis qualitativas: tipologia das fissuras

A maioria das variáveis envolvidas já foram explicadas no experimento anterior, sendo apenas o “número de barras” uma nova variável que precisa de um comentário. O número de barras foi avaliado pois não se sabia exatamente quantas seriam necessárias para induzir as fissuras (caso fosse possível) e como o número influiria na abertura e distribuição das fissuras.

5.1.2.2 Material utilizado

Nenhum instrumento de medição foi usado, pois os prisma não apresentaram fissuras. Os materiais usados na confecção dos prismas estão listados a seguir.

A. Concreto expansivo

O concreto expansivo usado foi o de número 6, desenvolvido no experimento anterior. Com o uso de PCSA na relação de 60 kg/m³ de concreto e com uma expansão próxima dos 4500 με (0,45%), este concreto apresentou o melhor desempenho para ser utilizado neste experimento.

B. Barras

As barras utilizadas no experimento são nervuradas, com diâmetro de 10 mm e de aço e correspondem à classificação GR 60 da ASTM A615 /A615M.

C. Moldes

Os moldes utilizados têm o mesmo tamanho interno que os do aparato de medição de expansão, porém não têm o orifício lateral para LVDT e são montadas em pares. Placas de madeira com 5 mm de espessura foram usadas nas laterais para posicionar as barras (Figura 5. 23).

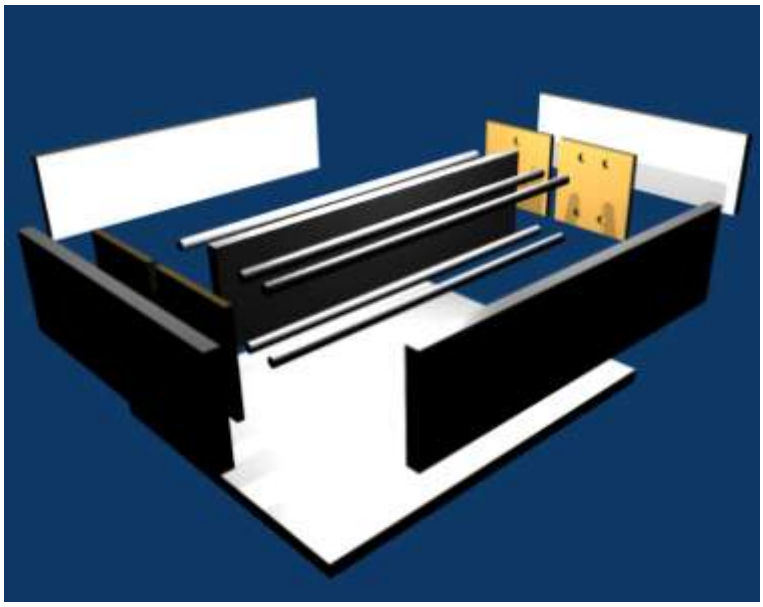

Figura 5. 23 - Vista explodida do molde com placas de madeira e barras.

5.1.2.3 Programa experimental

No experimento foram testados prismas com 2 e 4 barras distribuídas conforme a Figura 5. 24.

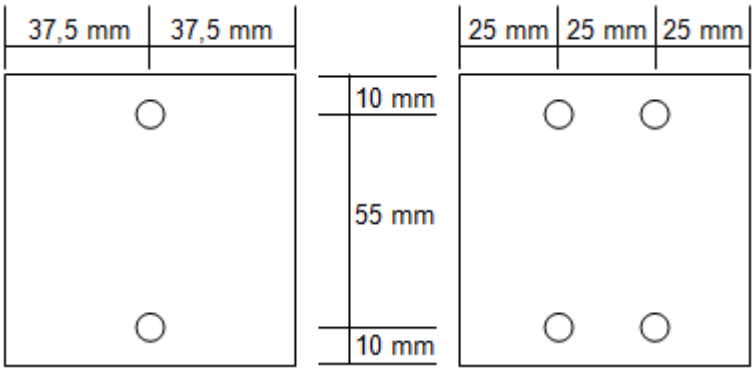

Figura 5. 24 - Posicionamento das barras no prisma.

O prisma foi moldado e uma cobertura plástica foi aplicada na abertura superior, tal qual o experimento anterior. Decorridas 4,5h da confecção dos prismas, tempo de pega do concreto utilizado, os prismas foram desmoldados e colocados em câmara úmida durante 7 dias. Depois dos sete dias os prismas foram secos e analisados em relação ao aparecimento de fissuras.

5.1.2.4 Resultados e discussão

A expectativa era o surgimento de pequenas fissuras tendo em vista que, o concreto utilizado expandiu 0,45% no experimento anterior. Em 29 cm a expansão seria de aproximadamente 1,3 mm e fissuras de 0,2 a 0,3 mm eram esperadas.

Nenhum dos prismas apresentou fissuras visíveis e o procedimento também não apresentou desempenho satisfatório para a simulação.

5.1.3 Terceira abordagem, blocos com furos preenchidos com pasta expansiva

Inspirado em um procedimento de demolição de rochas que faz furos num plano onde se deseja produzir uma quebra e preenche-se estes furos com pasta expansiva, a outra tentativa foi fazer furos em um bloco de concreto e preenchê-los com pasta expansiva induzindo fissuras. Os furos foram feitos de forma aleatória e em 2 direções na tentativa de não criar uma direção preferencial paras as fissuras (Figura 5. 25). A pasta utilizada foi a do concreto número 6, já citado anteriormente.

Figura 5. 25 - Bloco com furos aleatórios para preenchimento com pasta expansiva.

5.1.3.1 Variáveis analisadas

Neste experimento o objetivo foi analisar a possibilidade de induzir fissuras num cubo de concreto fazendo-se furos e preenchendo-se os furos com pasta expansiva. Os furos foram feitos em duas faces ortogonais com a intenção de induzir fissuras na face paralela ao plano formado pelos furos. As variáveis consideradas no experimento foram:

- Variáveis independentes: Tempo depois do preenchimento dos furos com pasta expansiva
- Variáveis intervenientes: Número e distribuição dos furos no bloco.
- Variáveis dependentes: Abertura de fissuras
- Variáveis qualitativas: Tipologia de fissuras

As novas variáveis introduzidas neste experimento foram o número e a distribuição dos furos no cubo. Foram consideradas para analisar qual combinação produziria resultados mais semelhantes à RAA.

5.1.3.2 Material utilizado

Da mesma forma que o experimento com a introdução das barras no concreto, neste experimento não foram utilizados instrumentos de medição pelo fato dos cubos não apresentarem fissuração ao final do experimento. Os materiais utilizados no experimento estão caracterizados a seguir.

A. Cubos de concreto

Os cubos de concreto utilizados para o experimento tinham 75 mm de aresta e foram conseguidos a partir do corte dos prismas provenientes do experimento de expansão, para isso foram usados os 3 prismas do concreto 6 que havia expandido mais e que apresentava muitas microfissuras e uma estrutura mais frágil.

B. Furadeira e broca

Para fazer os furos nos cubos foi usada uma furadeira de bancada com broca de 10 mm. Depois da broca uma escova de aço foi usada para fazer com que as paredes internas do furo tivessem alguma rugosidade.

C. Pasta expansiva

A pasta expansiva utilizada foi a do concreto 6, que teve as proporções de 1:1,167 representando cimento e PCSA e a/c de 0,5.

5.1.3.3 Programa experimental

Os prismas foram cortados com uma serra de bancada equipada com disco diamantado para corte de concreto. Os cubos tinham os furos marcados e eram levados para a furadeira de bancada. A profundidade dos furos era de 65 mm. O interior dos furos era lavado e seco a pasta expansiva introduzida. A pasta era liquida não necessitando de adensamento, mas para garantir a inexistência de bolhas de ar, o cubo era vibrado na mesa vibratória por cerca de 10 segundos. Uma das faces com os furos era vedada, depois de preenchida, para que pudesse ficar na horizontal durante o preenchimento dos furos na face ortogonal. Depois de preenchidos os furos, os cubos foram deixados em câmara úmida por 7 dias (Figura 5. 26).

Figura 5. 26 - Cubos na câmara úmida.

5.1.3.4 Resultados e discussão

Este método também não apresentou resultados satisfatórios porque durante a expansão a pasta teve a abertura do furo para expandir e a rugosidade nas paredes do furo não foi suficiente pra absorver parte desta expansão, diminuindo as tensões nas paredes dos furos.

5.1.4 Concreto permeável com pasta expansiva

Finalmente, ao não encontrar na literatura um procedimento que satisfizesse as exigências do experimento, foi decidido desenvolver-se um procedimento próprio e um método mais elaborado foi testado. A idéia era fazer um núcleo de concreto permeável, cobrir a superfície com uma argamassa comum e preencher o núcleo com pasta expansiva. O método teoricamente reproduziria em parte as tensões geradas por uma RAA, que normalmente acontecem ao redor das partículas de agregado. Além disso, haveria possibilidade de se ter um controle sobre o início da expansão, importante para a instrumentação apropriada do bloco.

5.1.4.1 Variáveis analisadas

Este experimento teve como objetivo verificar a eficiência da utilização de um concreto permeável, revestido de argamassa e preenchido com pasta expansiva na simulação de efeitos físicos da RAA. Para tanto, as variáveis estudadas foram:

- Variáveis independentes: Tempo depois do preenchimento do concreto permeável com pasta expansiva
- Variáveis intervenientes: Tamanho dos agregados, proporção do aditivo expansivo em relação ao cimento na pasta expansiva.
- Variáveis dependentes: Abertura máxima de fissuras
- Variáveis qualitativas: Tipologia e intensidade de fissuras

As variáveis específicas deste experimento estão explicadas a seguir.

A. Tamanho dos agregados

O tamanho dos agregados foi analisado por influir no volume de vazios no concreto permeável e na distribuição de tensões durante a expansão da pasta.

B. Proporção do aditivo expansivo em relação ao cimento na pasta expansiva.

A proporção de aditivo foi incluída para se encontrar um desempenho ótimo da pasta expansiva no que diz respeito à expansão total e à velocidade de expansão.

C. Abertura máxima de fissuras

A abertura máxima de fissuras foi usada como indicador de desempenho para comparação entre amostras.

D. Tipologia e intensidade de fissuras

Variáveis utilizadas para comparação do resultado da simulação com as fissuras causadas por RAA. Era importante que as fissuras formassem placas na superfície da peça, característico de RAA.

5.1.4.2 Material utilizado

O traço do concreto permeável e o processo de confecção foram baseados no trabalho de Wang et. al. (2006). A proporção usada foi 1:4,5 para cimento e agregado graúdo, com a/c de 0,3. Os materiais utilizados no experimento e a preparação de alguns deles, estão descritos a seguir.

A. Cimento

O cimento utilizado no experimento foi o mesmo já citado anteriormente.

B. Brita

O agregado graúdo utilizado foi um calcário peneirado para que se obtivesse um agregado com uma pequena variação granulométrica. Foram deliberados para teste 2 intervalos da distribuição granulométrica que estão definidos na Tabela 5. 3.

Tabela 5. 3 - Dimensão do agregados graúdo.

Intervalo granulométrico (mm)	Nomenclatura utilizada
6,3 – 12,5	A
12,5 – 25,0	B

C. Pasta expansiva

Três diferentes proporções de cimento e aditivo expansivo foram usados na pasta expansiva para otimizar a expansão. A Tabela 5. 4 apresenta a nomenclatura usada para cada traço da pasta expansiva e suas proporções.

Tabela 5. 4 - Traços da pasta expansiva.

Nº	Água (kg)	Cimento (kg)	CSA (kg)
1	0,6	1	0,5
2	0,8	1	1,0
3	1,2	1	2,0

D. Fôrma

Para a confecção dos corpos de prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, foram usadas fôrmas plásticas (Figura 5. 27). As fôrmas tinham a vantagem de oferecer uma tampa específica, evitando contaminações. Contudo, a tampa não garantia um fechamento hermético e a colocação dos corpos de prova na câmara úmida foi considerada necessária.

Figura 5. 27 - Corpos de prova ainda nas fôrmas plásticas.

E. Concreto permeável

Seguindo as recomendações do trabalho de Wang et. al. (2006) e após algumas tentativas, a ordem usada para colocação dos materiais na betoneira foi:

1. 50% da água da mistura;
2. Toda a brita do concreto;
3. Giro da betoneira por alguns segundos até toda a brita estar molhada;
4. Todo o cimento da mistura
5. Os outros 50% de água

Os concretos permeáveis resultantes da utilização do traço definido e dos 2 tamanhos de brita tiveram seu volume de vazios medidos pelo método do deslocamento de água, e o resultado foi de 32% para o agregado tipo A e 34% para o agregado B. Ambos apresentaram boa coesão entre pasta e agregado e mantiveram a forma do cilindro após a deforma, havendo pouca desagregação (Figura 5. 28).

Figura 5. 28 - Cilindros moldado com concreto permeável utilizando brita A (esq.) e B (dir.).

F. Argamassa

A argamassa usada teve a proporção de 1:2 para cimento e areia, com a/c de 0,6. O cimento e a areia utilizados foram os mesmo citados no primeiro experimento com concreto expansivo.

5.1.4.3 Programa experimental

O concreto permeável foi produzido e colocado na fôrma plástica com as mãos, em porções pequenas, com o cuidado de preencher toda a fôrma. Quando completamente cheio, era vibrado em mesa vibratória por 1 ou 2 segundos apenas para compactar um pouco as britas, mas sem fazer com que a pasta de cimento escorresse. O cilindro era completado novamente com concreto permeável após a vibração, pois, com a compactação das britas o nível baixava. Depois de completamente cheio, os cilindros eram então colocados em uma câmara úmida.

Passadas 24h com os cilindros na câmara úmida, estes eram desmoldados e o revestimento de argamassa era colocado. O procedimento utilizado para aplicação do revestimento foi a utilização de uma folha plástica espessa e lisa. A folha era cortada de tal forma que ficasse com uma dimensão um pouco maior que a altura do

cilindro e a outra, grande o suficiente para envolvê-lo lateralmente com alguma sobra. A argamassa era espalhada sobre a folha numa área equivalente à área lateral do cilindro e numa espessura de 2 cm. O cilindro era colocado sobre a argamassa e girava-se o cilindro juntamente com a folha plástica, envolvendo-o lateralmente com argamassa e plástico. O procedimento garantiu uniformidade de espessura e acabamento liso, facilitando a visualização e medida de fissuras. Os cilindros eram levados novamente para a câmara úmida (Figura 5. 29). A superfície superior foi deixada livre para a introdução da pasta expansiva.

Figura 5. 29 - Cilindros de concreto permeável com o revestimento ainda no molde.

Os cilindros ficavam mais 24h na cura úmida para o revestimento. A folha plástica era retirada e o revestimento era verificado visando encontrar eventuais falhas (Figura 5. 30). O fundo era vedado com plástico e fita adesiva, para evitar que a pasta expansiva vazasse. A pasta expansiva era colocada na superfície superior e escorria para o interior do cilindro (Figura 5. 31). Depois de uma certa quantidade foi necessário vibrar o cilindro em mesa vibratória para que o material preenchesse completamente o cilindro.

Figura 5. 30 - Cilindros com revestimento aplicado.

Figura 5. 31 - Pasta expansiva sendo introduzida em um cilindro.

A expectativa era que a pasta expandisse ao redor do agregado induzindo tensões internas, exatamente o que acontece num concreto com RAA, onde gel produzido em volta do agregado expande em contato com umidade (NEWMAN & CHOO, 2003).

Os cilindros preenchidos voltavam para a câmara úmida e só eram retirados para avaliação a cada 24h. Na Avaliação a abertura máxima de fissuras era medida e a tipologia das fissuras recebia 2 classificações:

- Distribuída ou concentrada
- Aleatória ou com direção preferencial

5.1.4.4 Resultados e discussão

A tipologia das fissuras foi classificada como distribuída e aleatória em todas as amostras. A Tabela 5. 5 apresenta a abertura máxima de fissuras apresentada por cada cilindro, os cilindros foram identificados de acordo com a pasta expansiva (1, 2 ou 3) e a faixa de diâmetro do agregado (A ou B).

Tabela 5. 5 - Abertura máxima de fissuras medidas nos cilindros.

	Abertura máxima de fissuras (mm)					
Idade	1A	1B	2A	2B	3A	3B
24h	1,4	1,0	-	-	0,3	0,1
48h	5,0	5,0	6,0	7,0	4,0	6.0

A mistura 1 ofereceu os melhores resultados, com uma considerável expansão e o rápido desenvolvimento de grandes fissuras aleatórias (Figura 5. 32), com uma tipologia semelhante à tipicamente apresentada em concretos afetados por RAA.

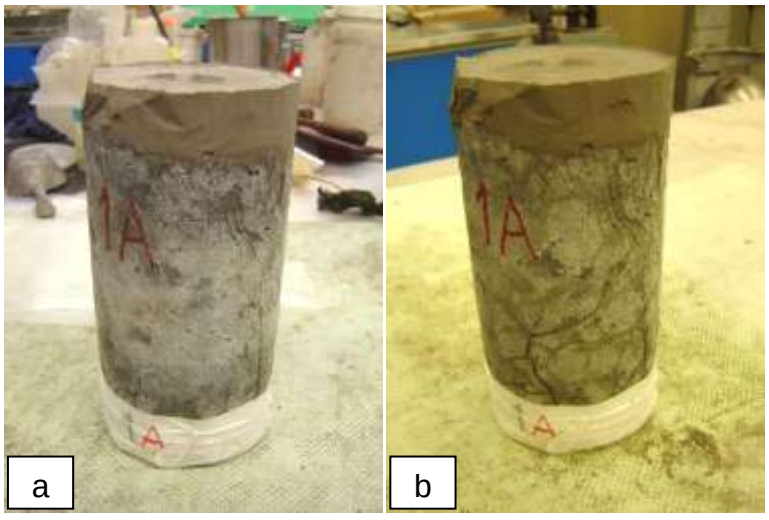

Figura 5. 32 - Cilindro 1A, (a) 6 e (b) 24 horas depois de preenchido com a pasta expansiva.

5.1.5 Simulação de bloco de fundação afetado por RAA

Com a abordagem definida para a simulação, o passo seguinte foi projetar um corpo de prova para simular um bloco de fundação afetado por RAA. A forma de

prisma foi escolhida por ser a mais comum nesse tipo de peça estrutural e as dimensões definidas de forma a possibilitar o teste de monitoramento e criar um comportamento parecido com o real. As dimensões utilizadas foram 600 x 400 x 400 mm. O agregado tipo B foi escolhido para o concreto permeável por induzir uma maior abertura nos vazios e facilitar a introdução da pasta expansiva.

O prisma de concreto foi levemente reforçado com barras de 10 mm de diâmetro para introduzir restrições no corpo de prova que fizessem as fissuras se comportarem como nas estruturas reais. O cobrimento utilizado foi de 4 cm (1,5 de concreto permeável e 2,5 de revestimento de argamassa) para que o revestimento não chegasse às barras, o que poderia modificar a tipologia das fissuras verificadas nos cilindros. (Figura 5. 33).

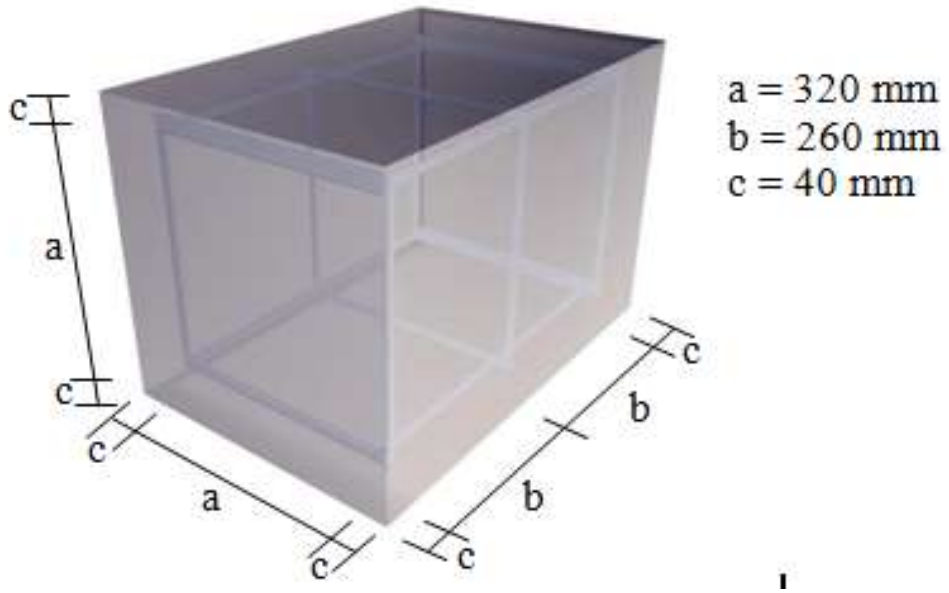

Figura 5. 33 - Modelo 3d do prisma para simulação de fundação.

5.1.5.1 Variáveis analisadas

O objetivo deste experimento foi avaliar o uso do procedimento desenvolvido para simular o efeito da RAA em laboratório em um corpo de prova que melhor representasse um bloco de fundação. Para isso, as variáveis consideradas no experimento foram:

- Variáveis independentes: Tempo depois do preenchimento do prisma com pasta expansiva.
- Variáveis qualitativas: Tipologia de fissuras

No experimento não foram testados diferentes métodos pelo tamanho e trabalho que cada protótipo necessitava. Decidiu-se que caso o resultado não fosse satisfatório, outras alternativas seriam testadas em sequência. Inclusive, medidas quantitativas não foram realizadas, pois, o interesse foi reproduzir a tipologia das fissuras em fundação e nas fundações a abertura e intensidade de fissuras é muito variável, não sendo um item de comparação para a simulação.

5.1.5.2 Material utilizado

Para o experimento de simulação uma fôrma foi idealizada no sentido de reproduzir o procedimento utilizado nos cilindros. Os materiais utilizados estão especificados a seguir.

A. Barras da armadura

As barras utilizadas no experimento são as mesmas já citados anteriormente. Dois ganchos foram adicionados à armadura para facilitar o manuseio.

B. Cimento

O cimento utilizado no experimento foi o mesmo já citado anteriormente.

C. Brita

O agregado graúdo utilizado foi um calcário peneirado para que se obtivesse um agregado com uma pequena variação granulométrica. O diâmetro da brita utilizada passou pela peneira de 12,5 mm e ficou retida na de 25,0 mm.

D. Concreto permeável

O concreto permeável utilizado foi o mesmo testado no experimento anteriormente citado.

E. Argamassa

Mesma usada no experimento com os cilindros de concreto permeável.

F. Pasta expansiva

A pasta expansiva usada para o preenchimento do prisma foi a “1”, que obteve o melhor desempenho no experimento com os cilindros.

G. Fôrma

A fôrma foi feita com chapas de madeira de 25 mm de espessura, concebida com 2 camadas de madeira desmontáveis nas laterais para facilitar a execução da camada de argamassa (Figura 5. 34). As chapas foram presas por parafusos, facilitando montagem e desmontagem.

Figura 5. 34 - Fôrma com 2 camadas de madeira para confecção do prisma.

H. Espaçadores

Como nos cilindros as partes de baixo foram seladas com plástico e fita adesiva. No caso dos prismas, para evitar que a pasta expansiva escorresse pela fôrma, uma camada de 2 cm de argamassa foi colocada no fundo do prisma. Para garantir o posicionamento da armadura, cubos de concreto com 4 cm de aresta foram usados como espaçadores (Figura 5. 35).

Figura 5. 35 - Espaçador posicionado no fôrma.

I. Tampão de borracha para os drenos

Troncos de cone de borracha foram usados como tampão para os drenos do prisma (Figura 5. 36).

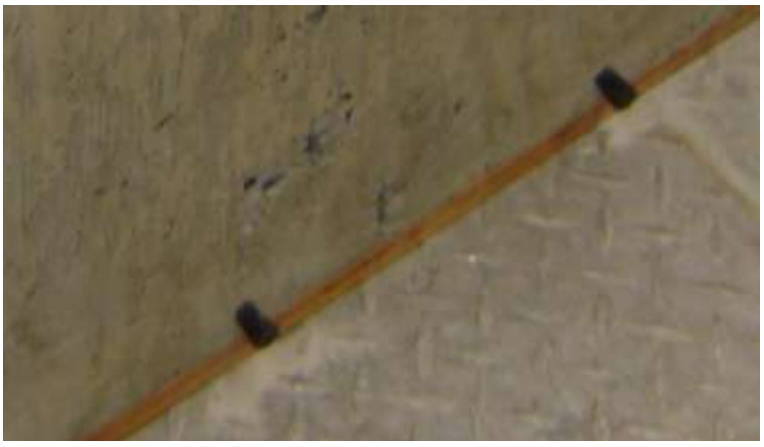

Figura 5. 36 - Tampões de borracha vedando drenos no prisma.

J. Vibrador para concreto

Durante o experimento foi percebida a necessidade de vibração da pasta para preencher todo o prisma. O vibrador utilizado tinha 38 mm de diâmetro.

5.1.5.3 Programa experimental

O experimento iniciou-se com a montagem da fôrma, seguido da aplicação de um desmoldante e o posicionamento dos espaçadores. A camada de argamassa inferior era então aplicada e logo após a armadura era posicionada.

O concreto permeável era produzido em seguida e colocado na fôrma com as mãos, com o cuidado de se preencher todos os espaços inclusive entre as barras e a fôrma (Figura 5. 37).

Figura 5. 37 - Preenchimento da fôrma com concreto permeável.

Depois de totalmente preenchida, a fôrma era coberta com um pano úmido (saturado, mas sem escorrer) e com plástico (Figura 5. 38). Este procedimento foi usado como cura úmida. A umidade do pano era verificada a cada 12h.

Figura 5. 38 - Prisma de concreto permeável sob cura úmida.

Depois de 24h de cura úmida, a fôrma era desmontada e as camadas internas de madeira retiradas, deixando o espaço para a moldagem da argamassa. A argamassa era então inserida e adensada com uma barra de aço (Figura 5. 39).

Figura 5. 39 - Adensamento da camada de argamassa.

O prisma era coberto novamente para mais 24h de cura úmida. Depois deste novo período de cura úmida, a fôrma era desmontada novamente e 6 furos de 7 mm

de diâmetro eram feitos na parte inferior das faces laterais, sendo 1 em cada face menor e 2 nas maiores. Os furos tinham profundidade suficiente para alcançar o concreto permeável e foram feitos para facilitar a saída do ar, servir de dreno e de verificação de que a pasta expansiva alcançou o fundo do Prisma. Os tampões eram usados para vedação desses drenos quando a pasta expansiva alcançasse o fundo (Figura 5. 40).

Figura 5. 40 - Prisma para simulação de RAA com drenos vedados.

Considerando o tempo para instalação e teste dos sensores que se pretendia utilizar, a partir deste ponto o prisma ficou exposto ao ambiente do laboratório e estabeleceu-se que a pasta expansiva seria inserida 72h depois (tempo suficiente para instalação dos sensores no experimento de monitoramento).

Apesar de todos os cuidados para facilitar a introdução da pasta expansiva no concreto permeável, não foi possível preencher mais do que 10 cm de profundidade, pois a energia transmitida à pasta pela vibração do bloco não era suficiente para fazê-la escorrer até o fundo. Também se tentou sem sucesso provocar uma subpressão no interior do bloco aspirando ar pelos drenos.

No dia seguinte, 18h após a primeira tentativa, 2 furos de 10 cm de diâmetro e 30 cm de profundidade foram feitos na parte superior do bloco (Figura 5. 41). Os furos possibilitaram a introdução de um pequeno vibrador e depois de alguns

minutos a pasta escorreu pelos drenos confirmando que chegou ao fundo do prisma (Figura 5. 42).

Figura 5. 41 - Furos feitos na face superior do prisma para uso de vibrador.

Figura 5. 42 - Pasta expansiva escorrendo por um dreno do prisma.

Por conta da diferença de tempo na inserção da pasta expansiva nos 10 cm superiores do prisma e no restante, a condição do prisma (fissuras) foi avaliada antes e depois de se fazer os furos para utilização do vibrador. Foi possível perceber que a expansão de 18h já havia provocado pequenas fissuras (~0,1mm), mas considerou-se que este fato não afetaria de forma apreciável o resultado da tipologia das fissuras. A vibração causada pela broca diamantada não modificou as pequenas

fissuras existentes. Sendo assim, foi considerada viável a continuação do experimento.

A pasta expansiva foi produzida novamente e inserida no prisma pelos novos furos (Figura 5. 43). O vibrador era usado apenas quando a pasta parava de escoar. O processo continuou até que a pasta surgisse em todos os drenos.

Figura 5. 43 - introdução da pasta expansiva no prisma.

O prisma, preenchido com pasta expansiva, ficou no laboratório e foi avaliado e fotografado a cada 24h. Os cilindros retirados do prisma pela broca diamantada foram usados para fechar os furos depois do preenchimento (para evitar uma expansão concentrada).

5.1.5.4 Resultados e discussão

Depois do concreto permeável completamente preenchido com a pasta expansiva, o prisma começou a fissurar em menos de 24 horas e expandiu por mais 3 dias. A tipologia das fissuras apresentadas foi similar à dos blocos de fundação afetados por RAA (Figura 5. 44).

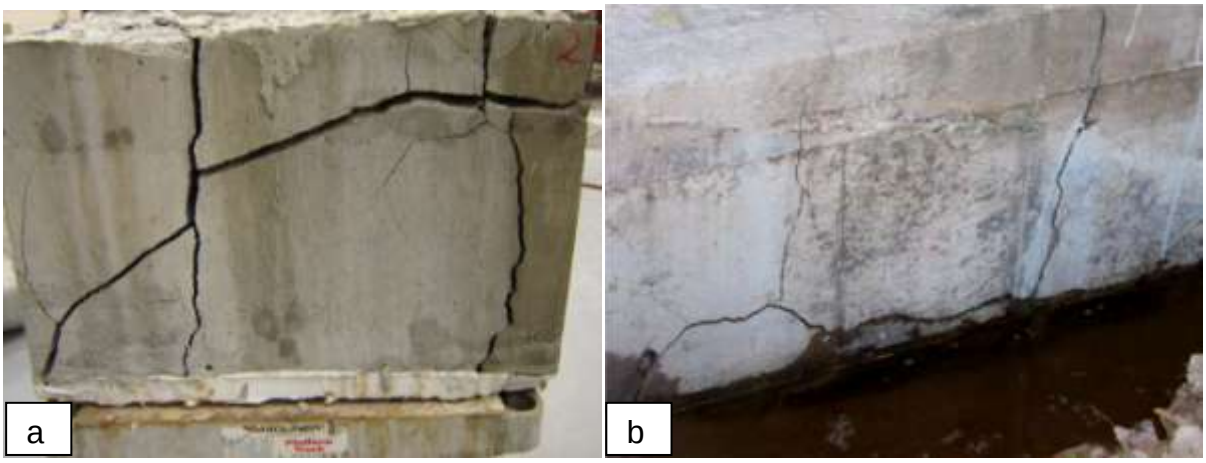

Figura 5. 44 - (a) Prisma com RAA simulada em Laboratório, (b) Bloco de fundação afetado por RAA (ANDRADE, 2006).

Apesar de não representar de maneira alguma a química da RAA, o objetivo da simulação foi alcançado. É possível com esse procedimento reproduzir a tipologia de fissuras apresentada por um bloco de fundação afetado por RAA. A expansão acontece apenas depois da introdução da pasta expansiva, o que possibilita a instrumentação do prisma antes da expansão.

5.2 Monitoramento de expansão de fundação

Para o monitoramento da fundação definiu-se que a maneira mais prática seria um monitoramento físico da expansão (dado o fato de que os mais comuns problemas de fundação resultarem em expansão). O primeiro passo foi a definição de sensores para teste e formas de aplicação, seguido da definição do sistema e da taxa de aquisição. Durante a expansão do concreto, medidas diretas das fissuras localizadas na região de cobertura dos sensores foram tiradas para servir de referência para expansão. Os resultados foram dispostos em gráficos comparativos entre sensores cobrindo a mesma região. O experimento foi realizado em 2 CP`s.

A temperatura foi monitorada em todos os pontos de influência dos resultados para compensação das medidas realizadas.

5.2.1 Variáveis analisadas

Este experimento visou a determinação da melhor maneira de aplicar sensores em blocos de fundação para acompanhar a expansão. Para tanto, as seguintes variáveis foram consideradas.

- Variáveis independentes: Tempo depois do preenchimento dos concreto permeável com pasta expansiva
- Variáveis intervenientes: Local de aplicação.
- Variáveis dependentes: Relação entre expansão de referência e expansão medida pelo sensor

Local de aplicação foi definido como principal variável a se testar, pois, os tipos de sensor são inúmeros e definindo-se o melhor local de aplicação, poder-se-á usar qualquer sensor que atenda as exigências. As medidas obtidas através dos sensores foram comparadas a medidas diretas (referência) para avaliar a aderência dos resultados.

5.2.2 Material utilizado

Para o experimento *strain gauges* e LVDTs foram usados e um sensor longo simples, desenvolvido no laboratório, foi testado. Os materiais utilizados estão especificados a seguir.

A. Corpo de prova

O corpo de prova utilizado foi o desenvolvido no experimento anterior, com um melhoramento. Para evitar a necessidade da utilização da broca diamantada o novo prisma foi concretado com 2 moldes de concreto de 15cm de diâmetro por 30 de altura (Figura 5. 45). Ao mesmo tempo 2 cilindros de concreto permeável foram confeccionado para completar o espaço, evitando uma expansão concentrada. Todo o demais seguiu o mesmo procedimento do experimento anterior.

Figura 5. 45 - Moldes 15x30 colocados no prisma para deixar o espaço necessário ao uso do vibrador.

Um desmoldante foi aplicado no exterior dos moldes e um parafuso com uma porca e arruela na ponta serviu para retirada dos moldes do concreto endurecido.

B. Pasta expansiva

A pasta expansiva utilizada foi a mesma utilizada no experimento anterior.

C. LVDT

Os LVDTs foram escolhidos por existirem no mercado em encapsulamentos resistentes a condições adversas, inclusive para funcionamento dentro de tanques de alta pressão, e por sua simplicidade e conhecida precisão. Os LVDT`s usados no experimento tinham construção reforçada e um curso de 5cm. Foram instalados na superfície do prisma, distribuídos de forma a monitorar expansões verticais e horizontais e com região de cobertura limitada pela sua fixação pontual e uma referência colocada para servir de apoio à haste (Figura 5. 46). Os LVDT`s cobriam 20cm lineares na superfície do concreto. As condições reais de uso apresentam algumas diferenças importantes em relação ao presente experimento. Para ser enterrado, além de precisar ser a prova de água, o LVDT necessitaria de uma

proteção física contra a terra do aterro. Para resolver este problema foi pensado no uso de um tubo cortado ao meio em sua circunferência e fixado sobre o LVDT, cobrindo todo o LVDT e o ponto de referência. Porém a questão principal deste ensaio foi verificar a qualidade da informação que um sensor de superfície, cobrindo 20cm lineares de um bloco sujeito a fissuras aleatórias, poderia fornecer.

Figura 5. 46 - LVDT aplicado à superfície do prisma.

Os LVDTs foram instalados também em paralelo com os *Long gauges*, compartilhando a mesma ancoragem, para comparação de resultados.

D. Strain gauge

Os *strain gauges* usados na pesquisa tinham resistência elétrica de 350 ohms. Para proteger o sensor e garantir seu funcionamento incorporado ao concreto, foi aplicada uma proteção seguindo procedimento usual do NRC. Composta por 3 camadas, a proteção conta com uma primeira camada de fita isolante com aplicação de proteção polimérica para vedação, uma segunda camada de borracha especialmente desenvolvida para esta aplicação, uma terceira camada de folha de alumínio e mais uma vez aplicação de proteção polimérica para vedação Figura 5. 47.

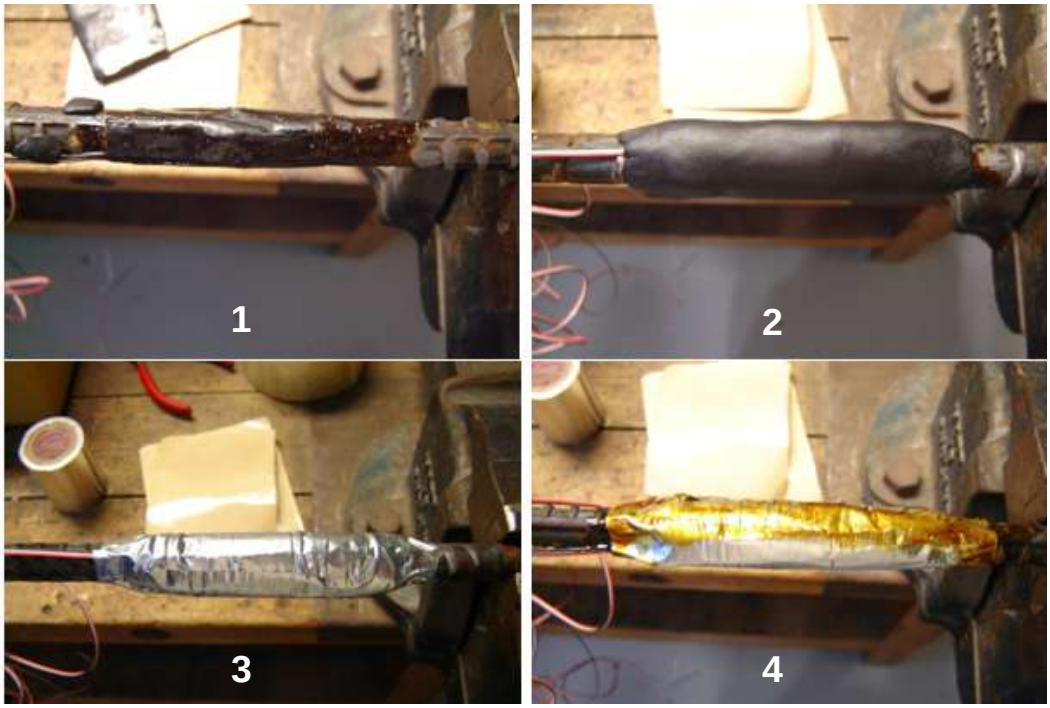

Figura 5. 47 - Etapas da aplicação da proteção do *strain gauge*.

A utilização dos *Strain gauge* elétricos foi definida pela disponibilidade dos sensores e sistema de aquisição e pelo fato do experimento ter o objetivo de avaliar a efetividade de monitorar a expansão da barra da armadura para inferir sobre o bloco de fundação. Portanto, um resultado positivo dos *strain gauges* elétricos pode ser considerado um sucesso também para utilização de qualquer sensor de deformação que tenha as mesmas precisão e resolução e que seja instalado com as proteções necessárias.

E. Long gauge

Além dos *strain gauges* usados nas barras de reforço, foi pensado em uma maneira de aplicá-los na superfície do concreto. O *strain gauge* é um sensor pontual e mesmo os mais longos não seriam efetivos se aplicados na superfície, pois no caso de não haver fissuras na região de cobertura ele provavelmente não leria deformação e se a fissura acontecesse na região de atuação danificaria o sensor inutilizando-o. Na tentativa de sanar este problema, alguns foram aplicados em uma faixa de alumínio de 30cm de comprimento por 4cm de largura, na tentativa de se produzir um sensor de grande comprimento para aplicação na superfície do prisma (Figura 5. 48). A idéia era que o sensor pontual medisse a deformação da faixa e

conseqüentemente a expansão na região coberta por ela. Em cada ponta da faixa de alumínio 2 pequenas placas de superfície rugosa a seguravam em forma de sanduiche e foram presas ao prisma com a utilização de 2 parafusos para concreto. Além dos parafusos, cola epóxi de 24 horas foi usada para unir as placas à faixa de alumínio e para colagem na superfície do prisma.

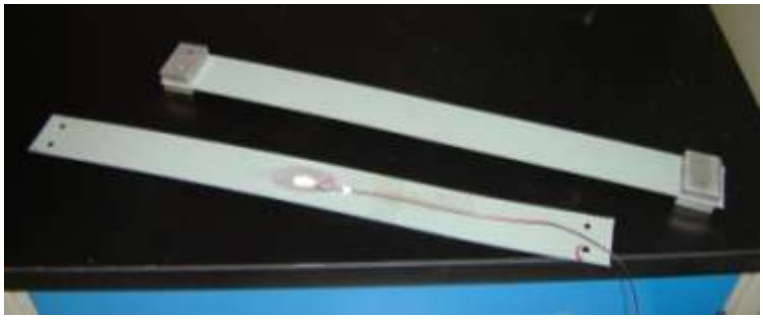

Figura 5. 48 - Long gauges para aplicação na superfície.

Para comprovar a linearidade da leitura do sensor com a deformação da faixa de alumínio, uma faixa foi ensaiada em prensa com deslocamento controlado (Figura 5. 49) e as leituras do sensor representadas num gráfico junto com as deformações impostas (Figura 5. 50). O resultado foi uma ótima aderência de resultados habilitando o sensor para teste.

Figura 5. 49 - Long gauge na prensa para teste de expansibilidade e linearidade.

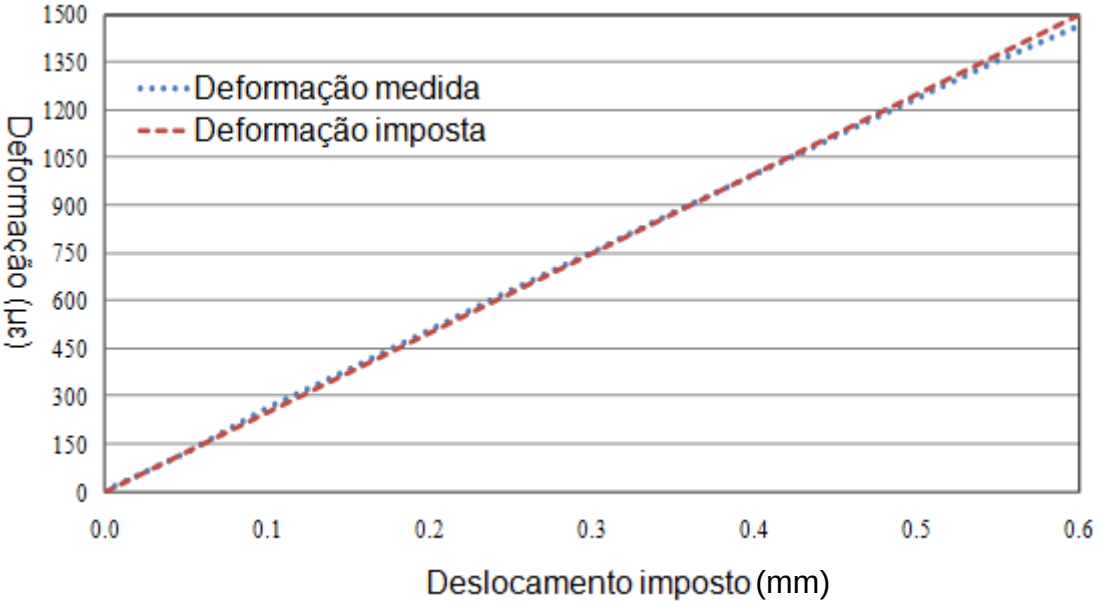

Figura 5. 50 - Gráfico comparativo entre deformação medida pelo sensor e deformação imposta.

F. Lupa graduada para medida de fissuras

Uma lupa graduada para medida de fissuras (*crack scope*) com precisão de 0.05 mm (Figura 5. 51) foi usado para medição direta de abertura de fissuras perpendiculares aos eixos dos sensores, estas medidas foram usadas como referência na análise dos resultados.

Figura 5. 51 - Crack scope usado para leituras de referência.

G. Sensores de temperatura

Para as medidas de temperatura foram usados termopares tipo “T”.

H. Sistema de aquisição

O sistema de aquisição utilizado foi o mesmo citado no experimento do concreto expansivo, um Data Taker DT500 de 10 canais que desta vez recebeu 2 módulos de expansão totalizando 30 canais e comportou todos os sensores envolvidos no monitoramento. A taxa de aquisição definida foi de uma leitura a cada 5 minutos.

5.2.3 Programa experimental

O experimento começava pelo corte e dobramento das barras para armadura do prisma. Os *strain gauges* eram aplicados às barras antes da montagem da armadura. Em cada ponto de monitoramento 2 sensores foram aplicados nas barras com posicionamentos defasados em 180º entre si. A aplicação em pares é necessária por uma flexo-tração ser esperada. Como a intenção é monitorar expansão e não flexão, a média das leituras dos sensores diminuirá consideravelmente o efeito da flexão. Os *strain gauges* foram instalados nas barras de reforço do prisma para monitorar deformações longitudinais de 4 barras (2 verticais e 2 horizontais) como na Figura 5. 52.

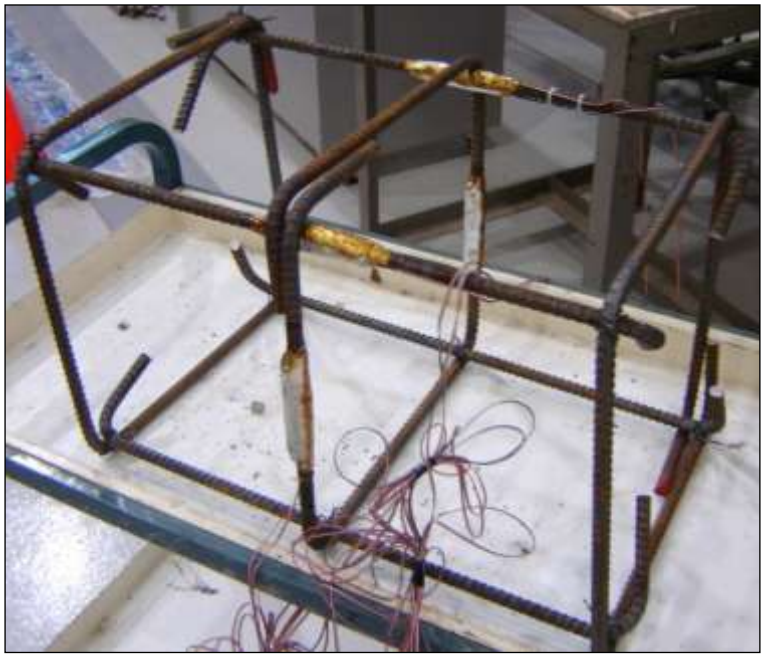

Figura 5. 52 - Strain gauges aplicados nas barras de reforço (com a proteção).

A armadura era então montada e os espaçadores produzidos. Além disso, termopares tipo “T” foram instalados próximos a cada par de *strain gauges* (barras de reforço), no centro do bloco e na sala onde o experimento foi realizado para correções de temperatura, em caso de necessidade. Técnicas como tomografia, ultra-som em testemunhos e petrografia (RIVARD et al. 2010) não foram consideradas por exigir acesso periódico à estrutura.

Para os paços seguintes, obedecia-se ao procedimento descrito no desenvolvimento da simulação, com a exceção dos furos para o vibrador que já eram previstos desde a confecção do prisma.

Após a cura do revestimento (24h) o prisma era colocado numa bancada do laboratório, reservada apenas para o experimento e ao lado de uma segunda bancada reservada ao sistema de aquisição e computador (Figura 5. 53).

Figura 5. 53 - Prisma na bancada aguardando instalação dos sensores superficiais.

Ao final da cura do prisma, os sensores foram instalados em três faces denominadas “N”, “E” e “S” representando respectivamente norte, leste[8] e sul (relativas ao posicionamento das faces em relação aos pontos cardinais). Todos os sensores foram instalados na posição vertical ou horizontal para possibilitar

[8] O leste está representado pela letra “E” proveniente do inglês, “east”.

comparações com as medidas realizadas nas barras e por serem as direções mais comuns das fissuras nos blocos de fundação e na simulação, recebendo na sua nomenclatura a letra “H” ou “V” como identificador de direção. Todos os sensores foram numerados da esquerda para a direita e de cima para baixo criando o nome do sensor neste modelo: “LVDT-H1N”.

Para uma maior probabilidade de haver fissuras na região de cobertura dos sensores foi instalada uma grande quantidade de sensores. As três faces foram instrumentadas como mostra a Figura 5. 54 para a Face N, a Figura 5. 55 para a face E e a Figura 5. 56 para face S.

A aquisição de dados era iniciada 24 horas antes do preenchimento do concreto permeável com a pasta expansiva para verificar a estabilidade dos resultados, ruídos e influências externas antes do início da expansão. Fotos eram tiradas de cada face em intervalos de 12 horas e medidas das fissuras eram feitas com o *crack scope* a cada 6 a 12h até o limite de 3 mm que é a leitura máxima que o aparelho permite.

Figura 5. 54 - Face N com sensores aplicados.

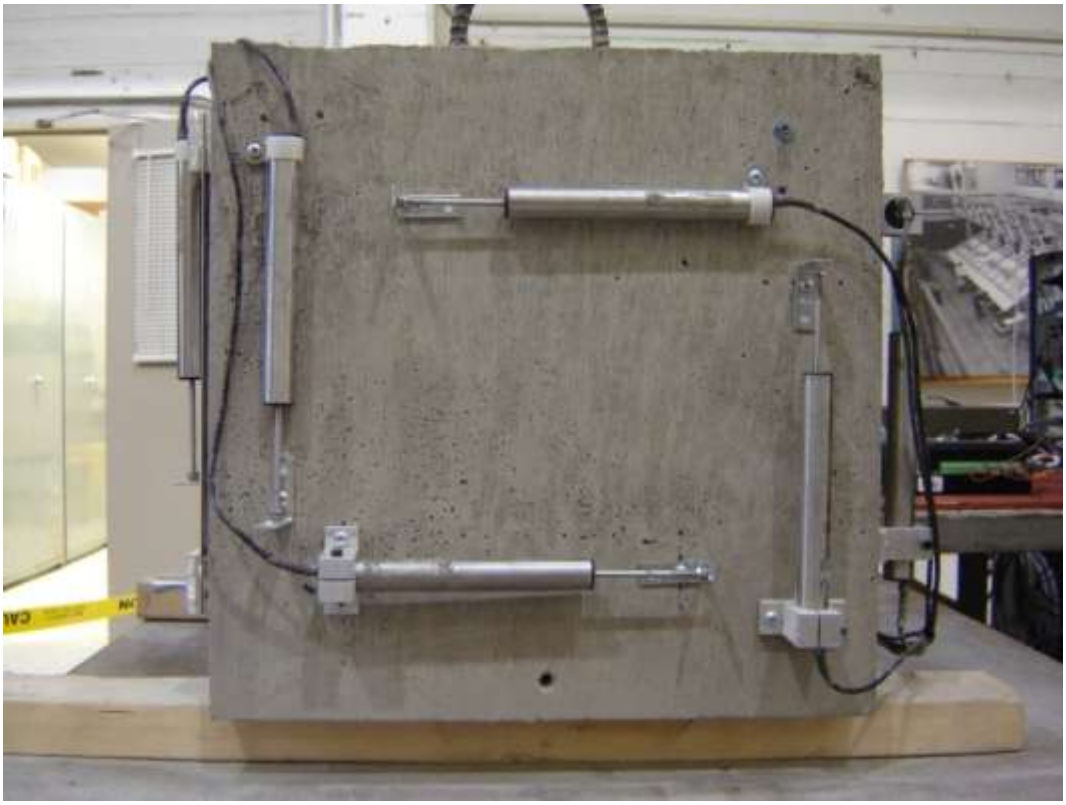

Figura 5. 55 - Face E com sensores aplicados.

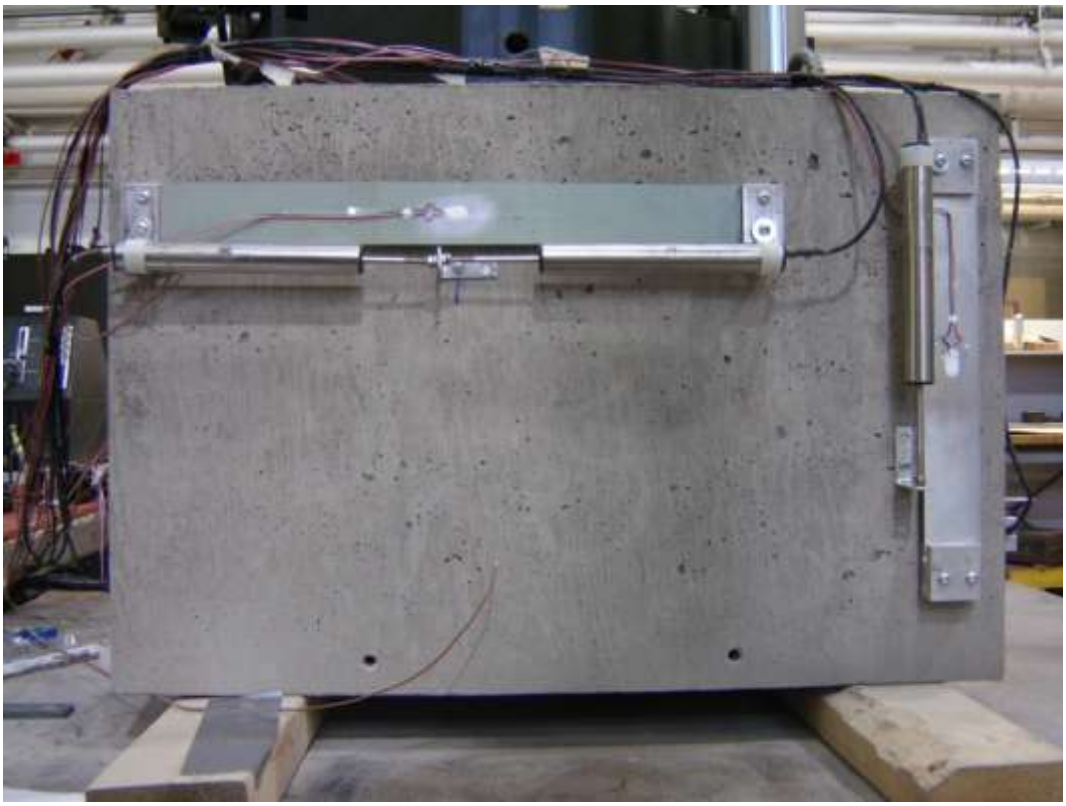

Figura 5. 56 - Face S com sensores aplicados.

Para a medição das aberturas de fissuras, as fissuras que passavam pela linha de medição de cada sensor eram marcadas, para definir o ponto exato de medição, e as aberturas medidas paralelas à linha de medição do sensor. A Figura 5. 57 mostra a face N com a marcação dos pontos de medição de fissuras. Quando mais de uma fissura passava pela linha de medição de um sensor, os valores eram somados para comparação com a medida do sensor, isso explica as aberturas de fissuras medidas com mais de 3mm nos gráficos comparativos.

Figura 5. 57 - Face com pontos de medição de fissura marcados.

5.2.4 Resultados e discussão

Os resultados estão divididos, nos tópicos a seguir, por tipo de sensor e método de aplicação.

5.2.4.1 Long gauges

Observações visuais durante o experimento revelaram que a ancoragem dos *Long gauges* no prisma não eram suficientemente estáveis para grandes expansões. Por essa razão os *Long gauges* perderam a aderência à superfície do prisma após as primeiras fissuras. Ao mesmo tempo, os LVDTs instalados para confirmar as leituras e que compartilhavam da mesma ancoragem, perderam seu alinhamento tornando impossível o aproveitamento de qualquer leitura. Este problema de instabilidade impediu que fossem feitas leituras depois das primeiras horas de expansão acelerada.

Na tentativa de melhorar a aderência, outro método foi testado, fazendo-se uso de epóxi de 24h e a faixa de alumínio foi diminuída para o mínimo necessário para a instalação do *strain gauge*. Teste foram feitos tentando-se romper as faixas de alumínio sendo estas presas à peças de concreto com a mesma técnica que se pretendia usar no bloco (Figura 5. 58).

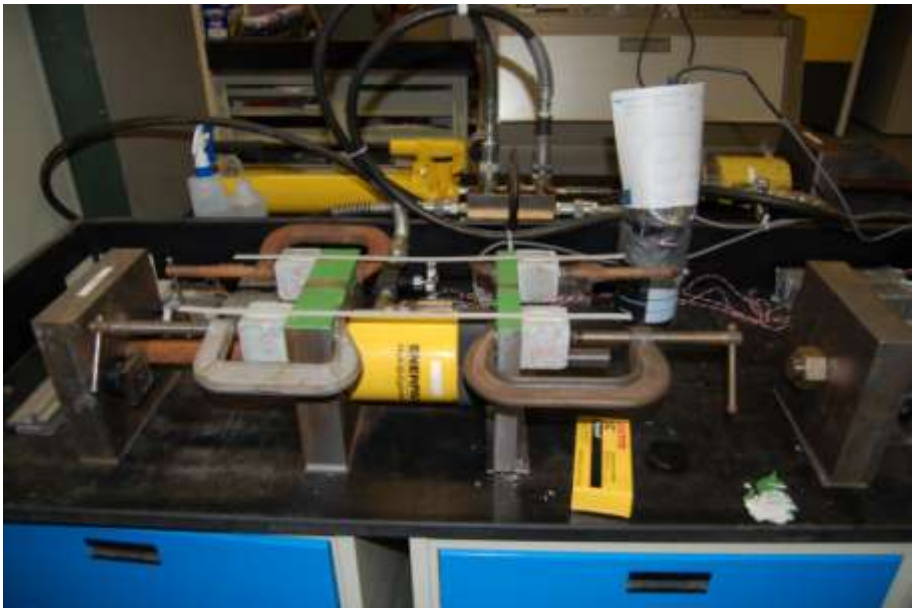

Figura 5. 58 - Ensaios para teste de aderência do long gauge.

Mesmo com a menor solicitação devido à menor largura da faixa de alumínio, a técnica não conseguiu suportar a ruptura das faixas em 80% das vezes e o *long gauge* não foi mais testado.

5.2.4.2 *Strain gauges* aplicados à armadura

Para comparar a leitura dos *strain gauges* aplicados às barras, as médias de cada par foram multiplicadas pelo comprimento da barra que acompanha a face. Em geral os *strain gauges* mostraram boa proporcionalidade em relação às fissuras medidas superficialmente, apenas com valores inferiores (Figura 5. 59). Este fato é justificável pela interferência do confinamento exercido pela barra. O resultado foi muito positivo, pois assim como os *strain gauges* usados no experimento, *strain gauges* ópticos podem ser usados obtendo-se o mesmo comportamento.

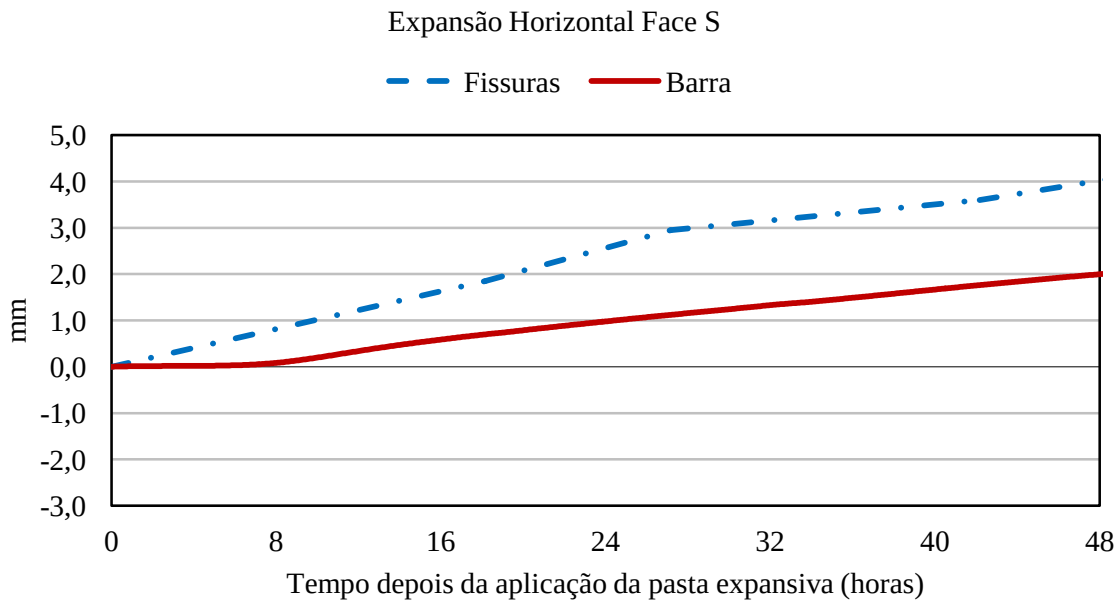

Figura 5. 59 - Gráfico comparativo da expansão horizontal medida pelos sensores da barra e o somatório de abertura de fissuras na face S.

Visualmente os gráficos estão parecidos, mas para obter uma comprovação estatística da aderência entre eles os resultados nos pontos de leitura das fissuras foram organizados na Tabela 5. 6. Os valores foram usados para o cálculo da correlação entre as variáveis. O método usado para o cálculo foi a função Pearson que retorna o coeficiente de correlação, produto ou momento r de Pearson. Nesse caso, 'r' é um índice que está entre –1.0 e 1.0 que indica o grau de dependência linear entre dois conjuntos de dados. Valores negativos indicam uma correlação negativa, ou seja, quando uma variável aumenta a outra diminui e vice-versa (SANTOS, C., 2007).

Tabela 5. 6 - Valores das leituras das fissuras com as respectivas leituras nas barras no mesmo instante.

Tempo (h)	Medição das fissuras (mm)	Medição das barras (mm)
18	1,85	0,70
27	2,95	1,12
42	3,60	1,77
51	4,25	2,11
66	4,60	2,53
75	4,65	2,70

O coeficiente de Pearson encontrado foi de 0,98, considerado correlação positiva forte, muito próximo de uma correlação perfeita (Tabela 5. 7) (SANTOS, C., 2007).

Tabela 5. 7 - Interpretação do coeficiente de Pearson. (SANTOS, C., 2007)

valores dos coeficientes calculados (Q)	descrição
1,00	Correlação positiva perfeita
+ 0,80 a 0,99	Correlação positiva forte
+ 0,50 a 0,79	Correlação positiva moderada
+ 0,10 a 0,49	Correlação positiva fraca
+ 0,01 a 0,09	Correlação positiva ínfima
0,00	Nenhuma Correlação
- 0,01 a - 0,09	Correlação negativa ínfima
- 0,10 a - 0,49	Correlação negativa baixa
- 0,50 a - 0,79	Correlação negativa substancial
- 0,80 a - 0,99	Correlação negativa muito forte
- 1,00	Correlação negativa perfeita

Diante dos resultados expostos, os *strain gauges* instalados na armaduras foram os de melhor desempenho e maior potencial para o monitoramento em questão.

5.2.4.3 LVDTs

Os LVDTs mostraram boa correlação com as medidas feitas com o *crack scope*, Porém, em estágios avançados de expansão e deterioração, as placas formadas pelas fissuras se movem em diversas direções e afetam o alinhamento do LVDT. Na Figura 5. 60 o LVDT-H1 demonstra este efeito de desalinhamento quando as fissuras passaram de 3mm.

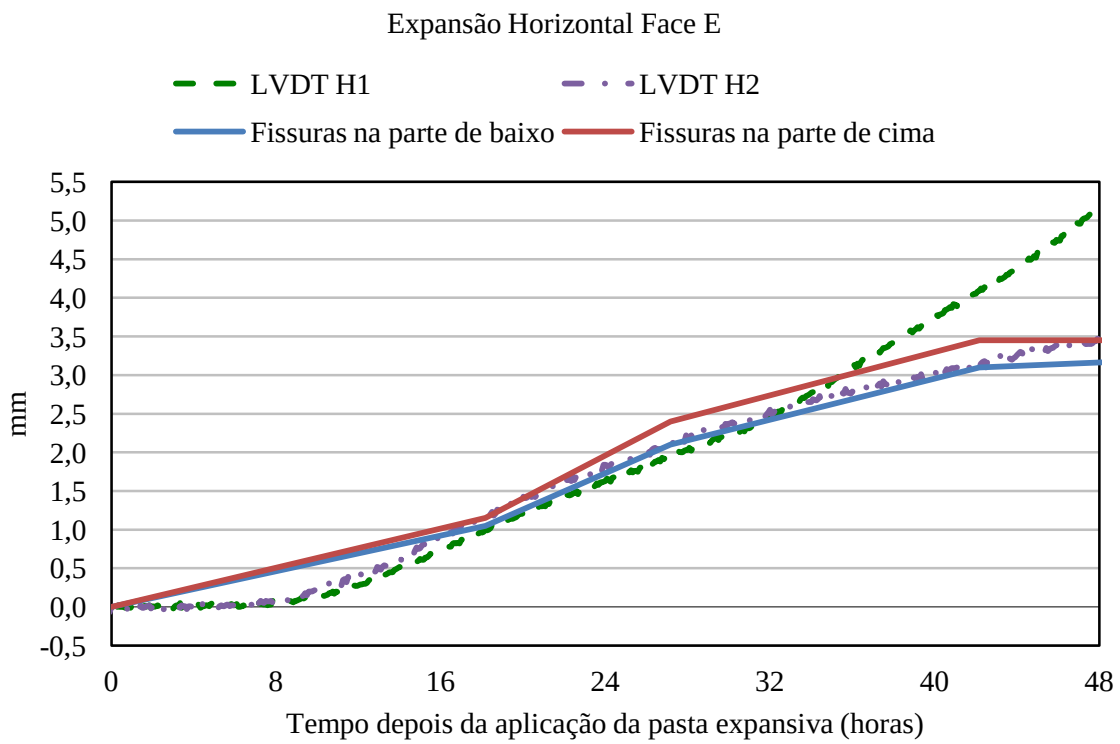

Figura 5. 60 - Gráfico comparativo da expansão horizontal medida pelos sensores da barra e o somatório de abertura de fissuras na face E.

Com os bons resultados apresentados pelos *strain gauges* instalados nas barras de armadura, foi decidido que esta seria a técnica utilizada no monitoramento do bloco de fundação. No capítulo a seguir a proposta de monitoramento é explicada.

6 PROPOSTA DE MONITORAMENTO DE EDIFÍCIOS

A seguir cada item da proposta de monitoramento é indicado e comentado.

6.1 Amostragem

Conforme foi visto na revisão bibliográfica, a RAA é de difícil previsão e diferentes blocos do mesmo edifício podem apresentar diferentes graus de degradação pela expansão, mesmo quando fabricados com o mesmo concreto (ANDRADE, 2006). Com isso fica clara a necessidade de uma amostragem total, onde todos os blocos que apresentarem o problema devem ser instrumentados para o monitoramento.

6.2 Instrumentação

A instrumentação é a aplicação dos sensores na estrutura e deve seguir as diretrizes definidas no desenvolvimento do monitoramento.

6.2.1 Como instrumentar

Instrumentar a armadura do bloco mostrou ser a maneira mais eficaz de acompanhar a sua expansão. Nos casos dos blocos de Recife, dependendo do estágio de degradação do concreto, dois tipos de intervenção são recomendadas (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007; HELENE ; PEREIRA ; CASTRO, 2005):

- Quando na verificação numérica a integridade estrutural não foi comprometida – É feita a solidarização do concreto através do preenchimento das fissuras com injeção de microcimento e aplicação de proteção superficial para impermeabilização da peça;
- Quando na verificação numérica a integridade estrutural foi comprometida – Além dos procedimentos citados no item anterior, é feito um reforço estrutural

através do confinamento do concreto. O confinamento é feito com a colocação de uma malha de armadura extra no bloco (Figura 6. 1).

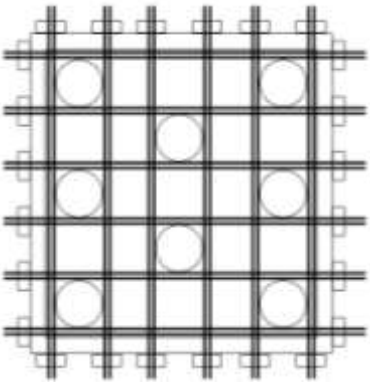

Figura 6. 1 - Planta baixa do fundo de um bloco reforçado. (Adaptado de FIGUEIÔA; ANDRADE, 2007)

Em casos onde o reforço é necessário a instrumentação pode ser feita nas armaduras de reforço, antes do posicionamento da armadura na peça. Cuidando-se para que os sensores estejam devidamente protegidos. Nos casos onde não há necessidade de reforço, quebra-se uma parte de concreto do bloco para expor a armadura e aplicar-se o sensor Figura 6. 2. Após a instalação dos sensores, os reparos das partes quebradas devem seguir as técnicas consagradas, que podem ser encontradas, por exemplo, no livro de Helene e Pereira (2003). O fato da barra estar tensionada não influenciará na leitura de deformações futuras por parte do sensor, porém o sensor não será capaz de medir a deformação já sofrida, sendo o momento de instalação considerado zero para o sensor.

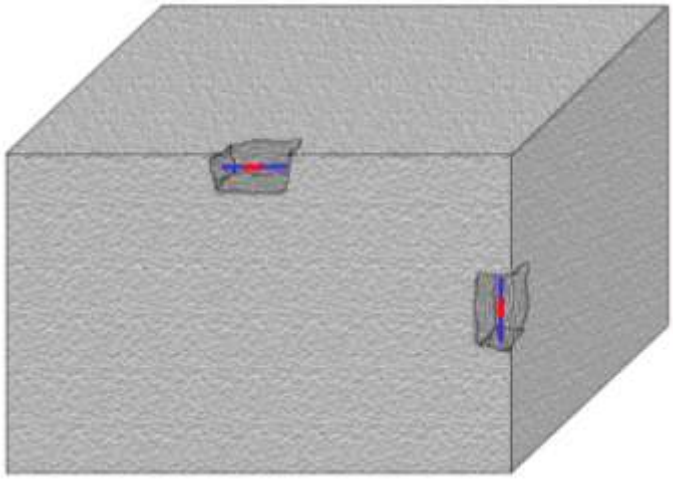

Figura 6. 2 - Esquema de quebra de concreto para aplicação de sensor.

Nos casos onde o reforço não é necessário haverá uma dificuldade na aplicação do strain gauge interno (que forma o par de sensores para compensação da flexão da barra). Como a flexão que a barra sofrerá depende do tamanho da peça e da distribuição da armadura, nos casos em que não for possível a aplicação do segundo strain gauge, deve-se estimar a flexão da barra ao longo de uma possível expansão para a correção das leituras (eliminando-se o efeito da flexão).

A proteção dos sensores pode ser modificada de acordo com a disponibilidade e facilidade de aplicação local, mas caso seja usada uma proteção diferente da apresentada no item 5.2.2-D, a nova proteção deve passar por teste para confirmar seu desempenho.

É importante ainda que haja redundância[9] de sensores, para que a falha ou mau funcionamento de um sensor não impeça o monitoramento e para que seja possível verificar resultados inesperados.

6.2.2 Onde instrumentar

Figueirôa e Andrade (2007) afirmam que a expansão da RAA pode ser desprezada quando há uma compressão de mais de 4 MPa agindo no mesmo eixo, porém, as tensões de confinamento não bloqueiam a reação química. Pode-se deduzir daí que:

- As fissuras (indicadoras de expansão) surgirão primeiro onde há menos tensões de compressão e em direção paralela ao eixo da compressão;
- Se em algum momento o confinamento falhar, a expansão se dará de forma acelerada e o resultado será como se o confinamento não houvesse sido aplicado (o gel será produzido, o confinamento apenas evitará a expansão, ao retirar a tensão a expansão acontecerá).

Diante dos pontos levantados, assume-se que a instrumentação deva acontecer onde há menos compressão. Seguindo o modelo mecânico de bielas e

[9] Redundância se refere a colocação de mais sensores do que o necessário para a obtenção da informação, de forma que um sensor cubra o mau funcionamento ou falha de outro.

tirantes[10], utilizado no mesmo trabalho (Figura 6. 3), identificam-se as barras horizontais superiores e verticais como as melhores opções. A Figura 6. 4 mostra um esquema de um bloco com a indicação das barras que devem ser instrumentadas, no mínimo 2 barras das que estão em vermelho e 2 das verdes e de preferência todas as barras indicadas.

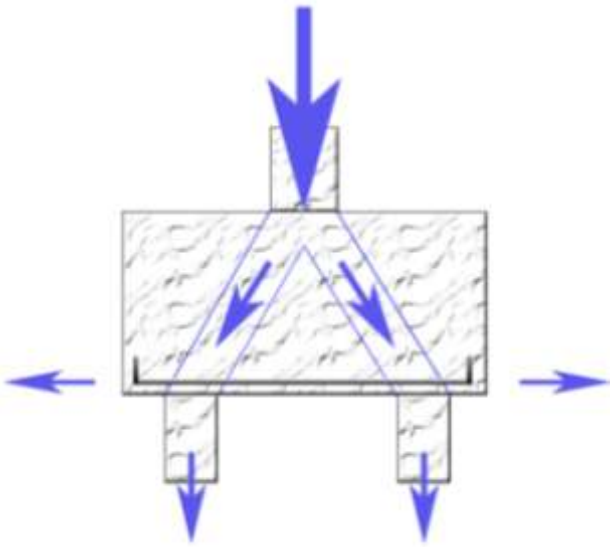

Figura 6. 3 - Mecânica de bloco de fundação. (Adaptado de FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007)

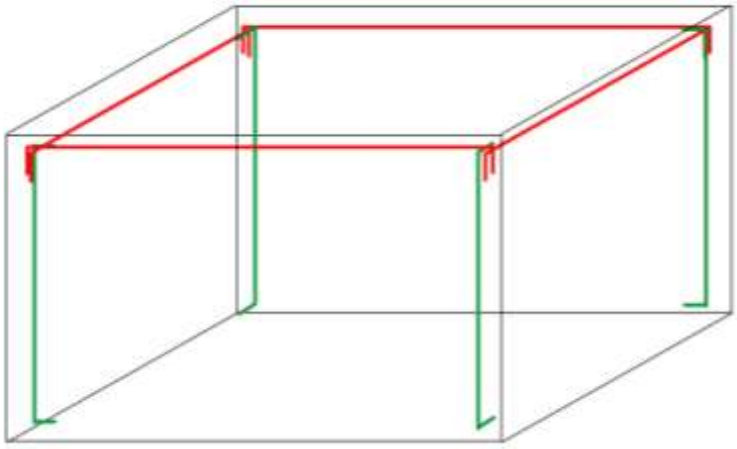

Figura 6. 4 - Barras indicadas para instrumentação no bloco.

[10] O modelo de bielas e tirantes é uma representação discreta de campos de tensões nos elementos estruturais de concreto armado. Baseia-se na “analogia de treliças” introduzida por Ritter e Mörsch no início do século XX. Trata-se de idealizar o fluxo de forças internas numa peça maciça formando uma treliça composta por uma estrutura de barras comprimidas (bielas) e tracionadas (tirantes) interconectadas por nós (SILVA, 1991; MUNHOZ, 2004).

6.3 Sensores

Os sensores que se mostraram mais indicados para o uso no monitoramento foram os strain gauges. No experimento foram usados strain gauges elétricos, mas strain gauges ópticos podem ser usados da mesma maneira sem perdas na qualidade dos resultados. Cada um deles é explicado a seguir para que se entendam as diferenças.

6.3.1 Strain gauge elétrico

Os Strain gauge elétricos são baseados no fato de que os metais mudam sua resistência elétrica quando sofrem uma deformação (ANDOLFATO; CAMACHO; BRITO, 2004).

Os mais comuns hoje são os Strain gauges de lâmina (*foil*), largamente usados em diversas aplicações na engenharia (Figura 6. 5).

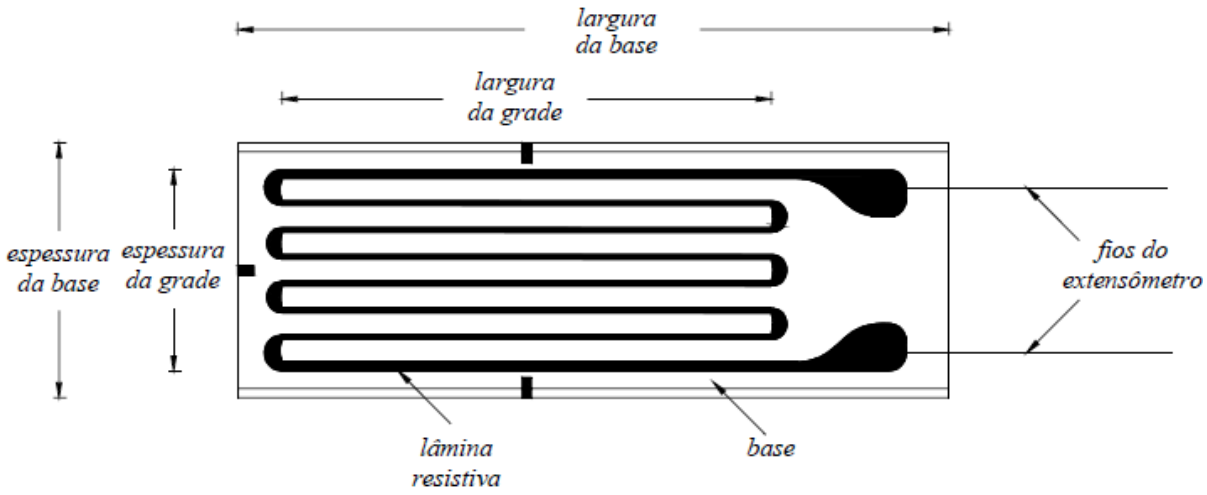

Figura 6. 5 - Partes de um extensômetro elétrico (ANDOLFATO; CAMACHO; BRITO, 2004).

As deformações impostas à lâmina causam uma pequena modificação da resistência elétrica da grade. Para perceber uma modificação muito pequena na resistência elétrica, utiliza-se uma ponte de wheatstone. Mais informações sobre o funcionamento e os princípios do extensômetro elétrico podem ser encontrados nos trabalhos de Andolfato; Camacho e Brito (2004) e Assis (2007).

Não há na bibliografia uma menção ao tempo de vida útil de um extensômetro elétrico, sendo este basicamente definido pela proteção dada ao sensor e ao material utilizado para colar o sensor à superfície. Porém, existem exemplos de extensômetros elétricos operantes por mais de 15 anos, aplicados em aviões (BOLLER, 2011), que demonstram a possibilidade de se trabalhar com este tipo de sensor a longo prazo.

As principais vantagens da utilização dos Strain gauges elétricos em relação aos ópticos, são:

- Custo – O longo tempo que os extensômetros elétricos se encontram no mercado contribuíram para o desenvolvimento da produção e difusão do uso, fazendo que hoje os preço dos sensores e sistemas de aquisição sejam relativamente baixos se comparados aos ópticos;
- Domínio e acesso à tecnologia – O acesso aos sensores e equipamentos necessários ao uso é fácil e encontra-se no mercado em uma certa variedade, além disso existem profissionais com grande experiência no uso da tecnologia.
- Não necessita de correção para temperatura – Os strain gauges têm temperatura compensada de acordo com o material ao qual se vai aplicá-lo.

6.3.2 *Strain gauges* ópticos baseados em redes de Bragg (Fiber Bragg Grating - FBG sensor)

Os sensores FBG são fibras ópticas com redes de Bragg gravadas em seu núcleo.

Redes de Bragg em fibras ópticas são importantes dispositivos fotônicos empregados principalmente na área de sensores e como multiplexadores na técnica de DWDM “*dense wavelength division multiplexing*”, em comunicações ópticas. Uma rede de Bragg atua como se houvessem pequenos semi-espelhos distribuídos, refletindo em comprimentos de ondas específicos devido às mudanças periódicas do índice de refração do núcleo da fibra.

A rede de Bragg acopla um modo guiado numa dada direção com o modo propagando-se na direção reversa, para um dado comprimento de onda. Este é o

comprimento de onda para a reflexão Bragg, efeito pelo qual uma reflexão considerável pode resultar da adição coerente de pequenas reflexões de espelhos fracamente refletores, espaçados de um múltiplo de meio comprimento de onda. O comprimento de onda em que a rede reflete pode ser sintonizado de duas maneiras: alterando-se a temperatura da fibra ou introduzindo-se nela uma deformação mecânica. Esta variação constitui a base dos sensores à fibra com redes de Bragg (Figura 6. 6).

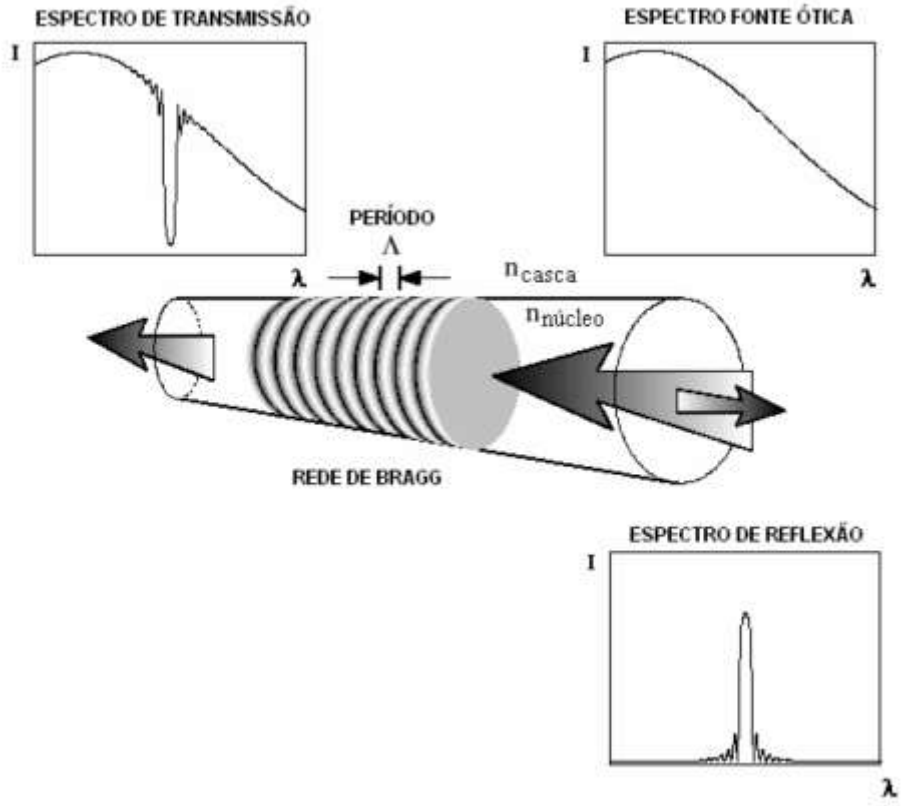

Figura 6. 6 - Esquema de funcionamento de uma rede de Bragg. (SILVA, 2005)

A rede de Bragg uniforme pode ser representada por uma modulação periódica do índice de refração do núcleo da fibra óptica. Com transições de índices perpendiculares ao eixo longitudinal os planos da rede têm período constante. Essa estrutura é considerada o bloco fundamental para a maioria das estruturas de redes de Bragg. A luz guiada ao longo do núcleo da fibra óptica será refletida por cada plano da rede. Se a condição de Bragg não for satisfeita, a luz refletida em cada plano subseqüente torna-se progressivamente fora de fase e eventualmente a intensidade de luz refletida é cancelada. Quando a condição de Bragg é satisfeita, a

contribuição da luz refletida por cada plano da rede contribui construtivamente na direção contra propagante, formando uma banda de reflexão com comprimento de onda central definido pelos parâmetros da rede (Figura 6. 7). (OTHONOS E KALLI, 1999 apud SILVA, 2005)

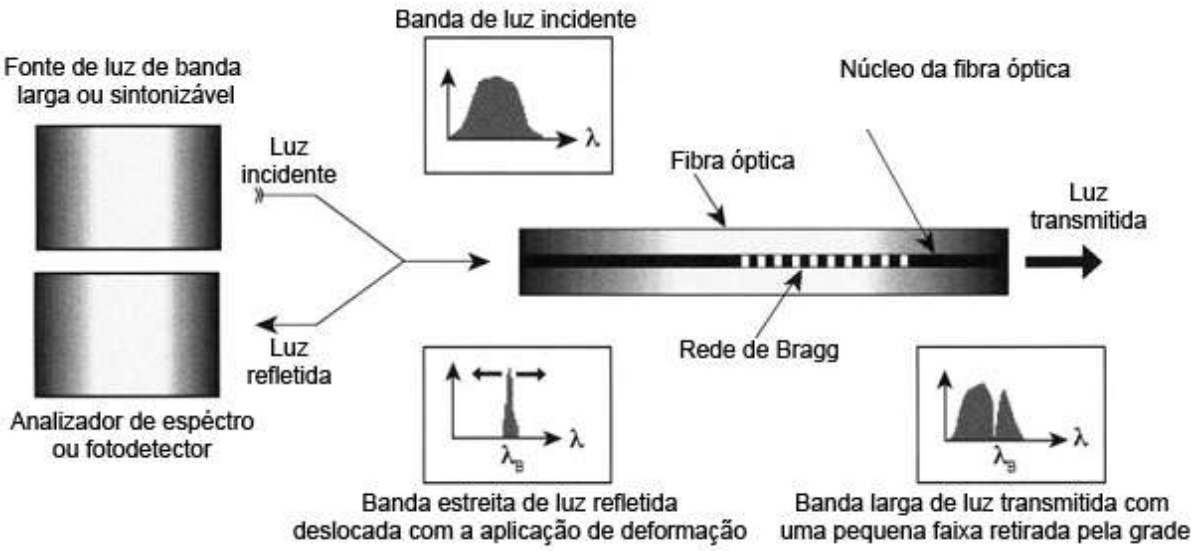

Figura 6. 7 - Esquema de funcionamento de um sistema baseado em redes de Bragg. (adaptado de TENNYSON et. al., 2001)

As principais vantagens da utilização dos sensores baseados em redes de Bragg, além dos relativos a sensores a fibra-óptica já citados, são:

- Multiplexação – As redes de Bragg podem trabalhar em diferentes regiões de comprimento de onda, permitindo assim a instalação de vários sensores em linha na mesma fibra óptica. Além disso, é possível a utilização de OTDR (Optical Time Domain Reflectometer) que mede o tempo da reflexão e permite colocar em linha um número ainda maior de sensores, com a possibilidade de identificação do local de cada um;
- Grande estabilidade de leitura ao longo do tempo – Os sensors não apresentam grandes desvios de leitura ao longo do tempo, sendo esta uma qualidade importante para monitoramento estático;
- Popularidade crescente – A grande popularidade e atenção por parte dos laboratórios de pesquisa que os sensores baseados em redes de Bragg tem recebido tem feito com que grandes avanços tenham sido experimentados

nos sensores e interrogadores. Os preços já estão mais acessíveis e a tendência é que caiam de forma rápida nos próximos anos.

6.4 Sistema de aquisição

Por se tratar de uma reação lenta, demandando um monitoramento quase-estático, as exigências do monitoramento para com o sistema de aquisição não são grandes. Como o sistema dependerá também da tecnologia escolhida, as exigências de interrogação do sistema residem no número de canais, que deve ser suficiente para que todos os sensores sejam conectados e na resolução, que deve ser suficiente para as leituras necessárias.

A taxa de aquisição de uma leitura por semana seria suficiente para monitorar o problema de RAA com para uma boa avaliação e para que se tenha uma boa curva de expansão, porém, de acordo com as possibilidades do sistema pode-se usar uma maior taxa de amostragem para que se cubram também outros problemas que possam ocorrer. É aconselhável ainda que o aparelho tenha memória suficiente para armazenar os dados gerados durante todo o monitoramento, assim haverá sempre um histórico armazenado no próprio sistema.

No caso dos blocos de fundação em questão, pelo tempo normalmente já decorrido e pelo estado fissuratório em que se apresentam, 10 anos é um período suficiente para avaliar a eficiência de uma intervenção. Contudo, este período deve ser definido de acordo com cada caso para cobrir o tempo necessário para a garantia de acompanhamento do problema.

6.5 Transferência de dados

Para um monitoramento remoto o sistema de aquisição deve ter a possibilidade de comunicação remota. Diversas são as tecnologias hoje disponíveis nos sistemas para a comunicação remota desde mensagens SMS enviadas através de linha de celular funcionando no sistema de aquisição, até acesso direto através de internet com o sistema conectado à internet via rede wireless.

Como o monitoramento é em edifícios e hoje em dia é muito comum haver conexões de internet nestes, a indicação é o uso de um sistema com possibilidade de acesso remoto via internet. Assim é possível não só recolher dados do sistema como enviar comandos e fazer verificações em tempo real.

6.6 Aplicação da teoria da estrutura tolerante a dano

O conceito de estrutura tolerante a dano proposto por Grandt (2003) na verdade já era usado na indústria aeronáutica há muito mais tempo. O conceito derivou da observação de casos onde danos ocorreram e não causaram a queda do avião (Figura 6. 8). Desta observação foram desenvolvidos conceitos e estudos para levar em conta o dano que a estrutura tolera sem comprometer a segurança (BOLLER, 2011).

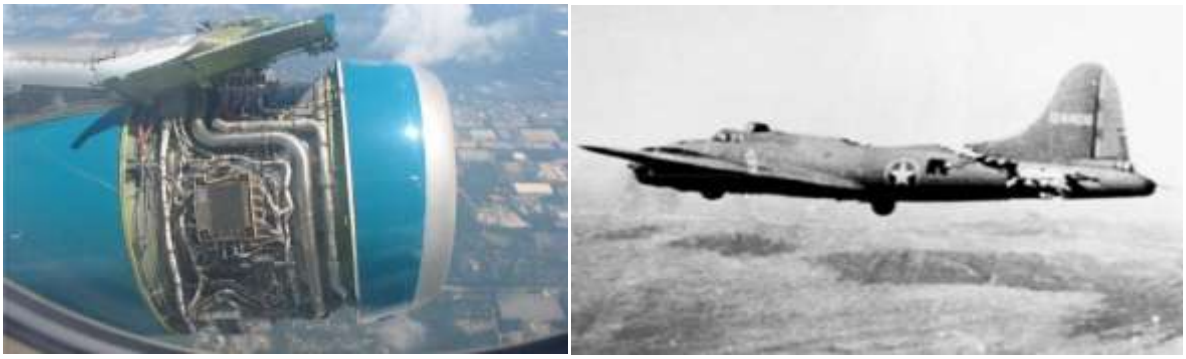

Figura 6. 8 - Aviões com estrutura danificada que não cairam. (BOLLER, 2011)

Da mesma forma, apesar da grande quantidade de estruturas com o problema da RAA instalado, não há relatos de estruturas que ruíram em decorrência deste problema (FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007), isto deve-se principalmente pelo lento desenvolvimento do problema, sempre permitindo que medidas corretivas sejam tomadas antes que acidentes aconteçam (IBRACON, 2005). Observando o avançado grau de fissuração de muitos dos blocos investigados (Figura 6. 9) e o fato disso, na maioria das vezes, não ter causado fissuras ou danos observáveis na superestrutura dos edifícios, fica claro que os blocos têm certa tolerância a este dano.

Figura 6. 9 - Bloco de fundação de edifício com RAA. (ANDRADE, 2006)

Para administrar a estrutura tolerante a dano com segurança é necessário definir um limite para falha (WORDEN et. al., 2011). Com o limite estabelecido, propõe-se fazer um gráfico “dano x tempo” como o da Figura 6. 10.

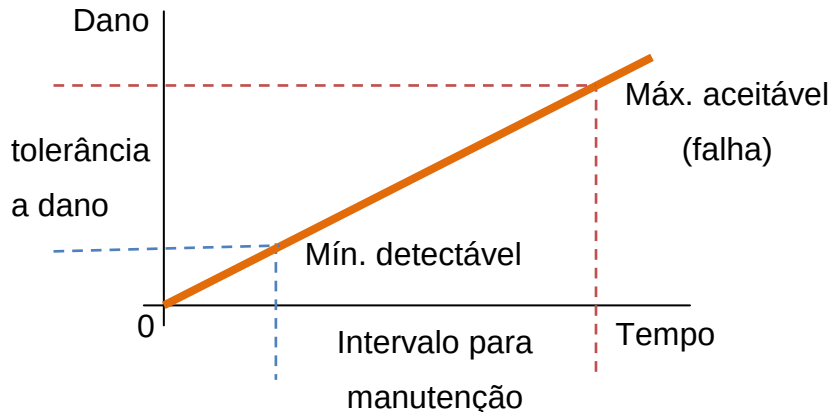

Figura 6. 10 - Gráfico dano x tempo para estrutura tolerante a dano.

No gráfico, a tolerância a dano representa o que a estrutura pode absorver sem comprometer sua durabilidade, segurança ou desempenho. O intervalo para manutenção é o momento onde a intervenção é normalmente mais simples e barata. A partir da falha a intervenção é necessária.

A partir deste gráfico, o autor propõe fazer-se uma análise de custo de recuperação de acordo com o desenvolvimento do dano e cada caso terá um conjunto de variáveis que vai gerar um gráfico próprio, mas para efeito de demonstração, o gráfico da Figura 6. 11 mostra uma relação “dano x custo de intervenção” de uma estrutura em relação a um problema específico.

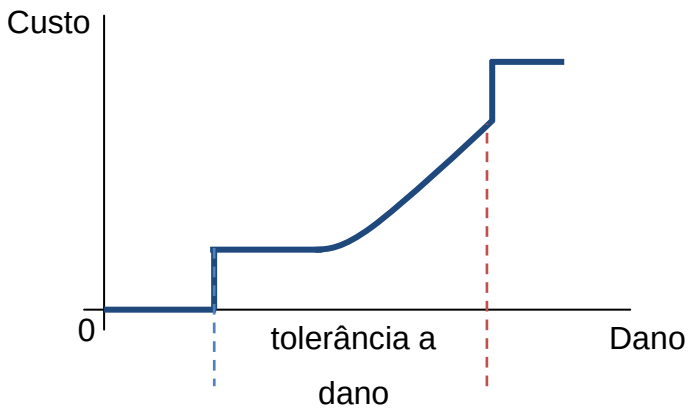

Figura 6. 11 - Gráfico custo de recuperação x dano.

Supondo que no caso da estrutura do exemplo sabe-se que o dano progredirá até o ponto de falha caso não haja uma intervenção e que existe uma solução definitiva para o problema. Pode-se então usar ambos os gráficos para definir um ponto no desenvolvimento do dano onde uma intervenção tenha melhor desempenho, ou seja, consiga um melhor resultado para o mesmo custo ou um menor custo para o mesmo resultado. Se estes valores estão determinados e o avanço do dano é acompanhado por um sistema de monitoramento, é possível calcular-se a velocidade com que o problema se desenvolve e consequentemente estimar-se o tempo até o ponto ótimo para intervenção e para o comprometimento da estrutura.

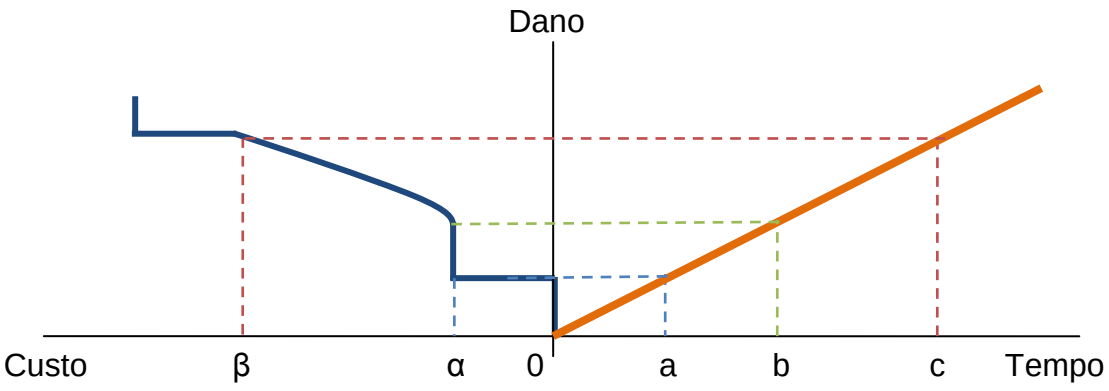

Figura 6. 12 - Cruzamento dos gráficos de custo x dano x tempo.

Analisando-se o gráfico percebe-se que:

- o dano foi identificado no momento “a” e a partir daí foi calculado o custo mínimo de reparo “α” e traçado o gráfico do aumento do custo em relação ao dano;
- há um intervalo de tempo entre “a” e “b” quando a intervenção terá o custo mínimo “α” e melhor relação custo benefício;
- a partir do momento “c” a intervenção é necessária e custará no mínimo “β”;
- com o monitoramento do desenvolvimento do problema é possível traçar um prognósticos definindo os intervalos de tempo para cada etapa e confirmar/corrigir este prognóstico a cada leitura;
- o conhecimento dos limites da estrutura, do desenvolvimento real do problema e do prognóstico dá condições de planejar a intervenção otimizando custos e possibilitando uma preparação financeira e logística.

Aplicando-se o mesmo conceito no caso dos blocos de fundação afetados por RAA teríamos:

a. O dano foi identificado no momento da inspeção e como a RAA é um processo lento que se inicia assim que o concreto produziu os álcalis provenientes da hidratação, pode-se considerar a idade do edifício como o tempo decorrido do problema;
b. É possível, através da medida das fissuras superficiais, estimar a expansão sofrida pelo concreto até o momento da inspeção;
c. Existem procedimentos de laboratório, feitos com amostras retiradas do bloco que estimam a expansão que o concreto ainda pode experimentar devida à RAA.
d. A expansão da RAA pode ser estimada de acordo com procedimento descrito por West apud Figueirôa e Andrade (2007). A Figura 6. 13 mostra o gráfico onde “A” é a expansão estimada até a inspeção, “B” é a expansão adicional estimada pela expansão sofrida por testemunhos extraídos da peça e armazenados em 100% de umidade relativa e 20°C de temperatura durante 6 meses e “C” a expansão estimada pelas mesmas condições de “B” em 2 anos.

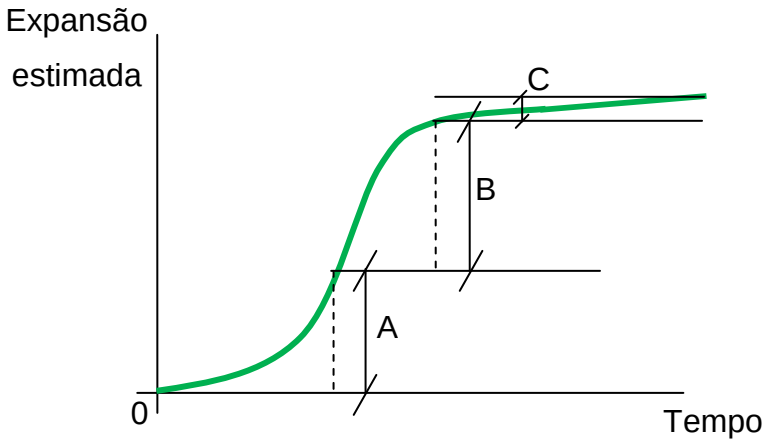

Figura 6. 13 - Gráfico da expansão x tempo da RAA. (adaptado de FIGUEIRÔA; ANDRADE, 2007)

Porém a expansão não é o dano propriamente dito e deve-se correlacionar expansão e dano. As fissuras em si não são um problema estrutural e nem de durabilidade dado o fato da pouca disponibilidade de oxigênio evitar processos de corrosão e das fissuras ocorrerem em uma peça que trabalha sob compressão. Os principais danos que se quer evitar são relativos à ruptura da armadura e à parte do concreto que compõe as bielas de compressão. Estes danos são explicados a seguir.

Apesar de teoricamente a armadura resistir à expansão do concreto por sua grande capacidade de deformação, foram identificados casos de ruptura das barras nas curvas de ancoragem (SETO et al., 2004). Esta ruptura faz com que as barras percam sua função estrutural ao não ter mais a ancoragem necessária para o trabalho conjunto com o concreto.

No caso do concreto que forma as bielas de compressão o problema se dá quando o concreto em volta já estiver fissurado e permitir a fissuração do concreto com fissuras paralelas à tensão de compressão. A Figura 6. 14 mostra um esquema de um bloco de fundação com fissuras “toleráveis” pela estrutura em verde e as causadoras de falha em vermelho.

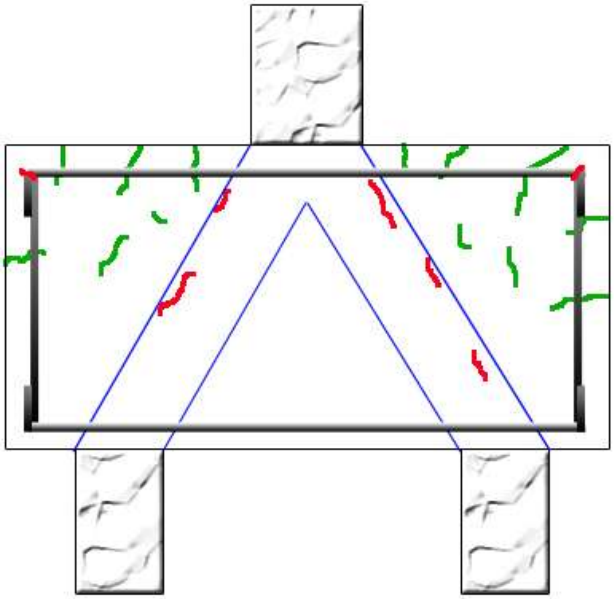

Figura 6. 14 - Esquema de bloco de fundação com armaduras e bielas de compressão indicadas e localização dos danos.

Considerando os danos citados anteriormente, o gráfico de dano x tempo dos blocos podem assumir uma forma parecida com o da Figura 6. 15. Onde o dano tem uma certa velocidade até que uma das barras rompe (acréscimo vertical na curva) ou o concreto das bielas de compressão começa a fissurar (quando o dano passa a aumentar mais rápido).

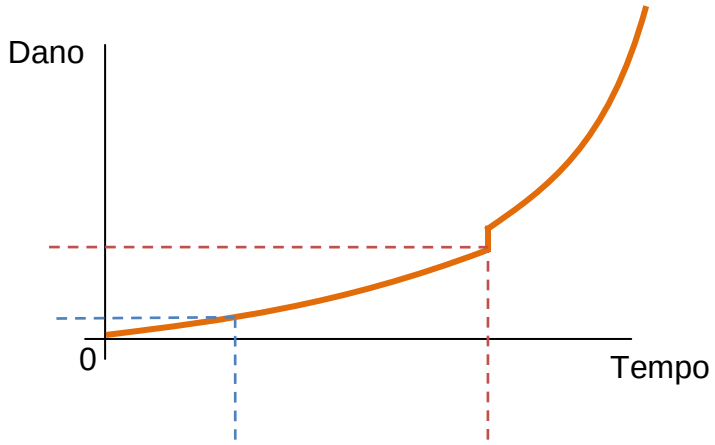

Figura 6. 15 - Hipótese de gráfico dano x Tempo para bloco de fundação em relação à RAA.

Em relação ao custo, pode-se imaginar que o gráfico seria algo como o representado na Figura 6. 16. O custo cresce a uma certa taxa enquanto não é

necessário o reforço por conta da maior quantidade de material necessário para impregnação e dá um grande salto ao passar pelo ponto da necessidade do reforço, depois do qual aumenta lentamente.

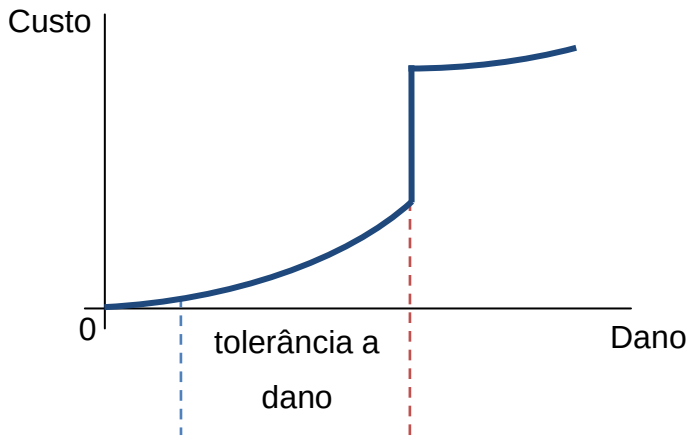

Figura 6. 16 - Gráfico Custo x Dano para um bloco de fundação com RAA.

Diferente do exemplo citado anteriormente, não existe uma intervenção definitiva para o bloco de fundação com RAA e assim, a interpretação deve ser um pouco diferente da utilizada no exemplo. A intervenção vai diminuir a velocidade de desenvolvimento do problema, eventualmente de forma tal que ele não seja mais considerado um risco à estrutura.

Podemos considerar a vida útil da estrutura sendo o tempo até o momento em que a função ou segurança é comprometida, no caso dos blocos podemos considerar como sendo a partir do momento de inspeção até a falha (Figura 6. 17). Ao fazer uma intervenção e diminuir a velocidade de desenvolvimento do dano, adia-se a falha da estrutura e ganha-se um tempo a mais de vida útil (Δ). Em alguns casos, meta dos engenheiros, o acréscimo “Δ” será grande o suficiente para a vida útil estrutural (limitada pelo momento em que uma falha acontece) cobrir a vida útil funcional (momento em que a estrutura alcançou sua vida útil de projeto ou utilidade funcional) imaginada para a estrutura.

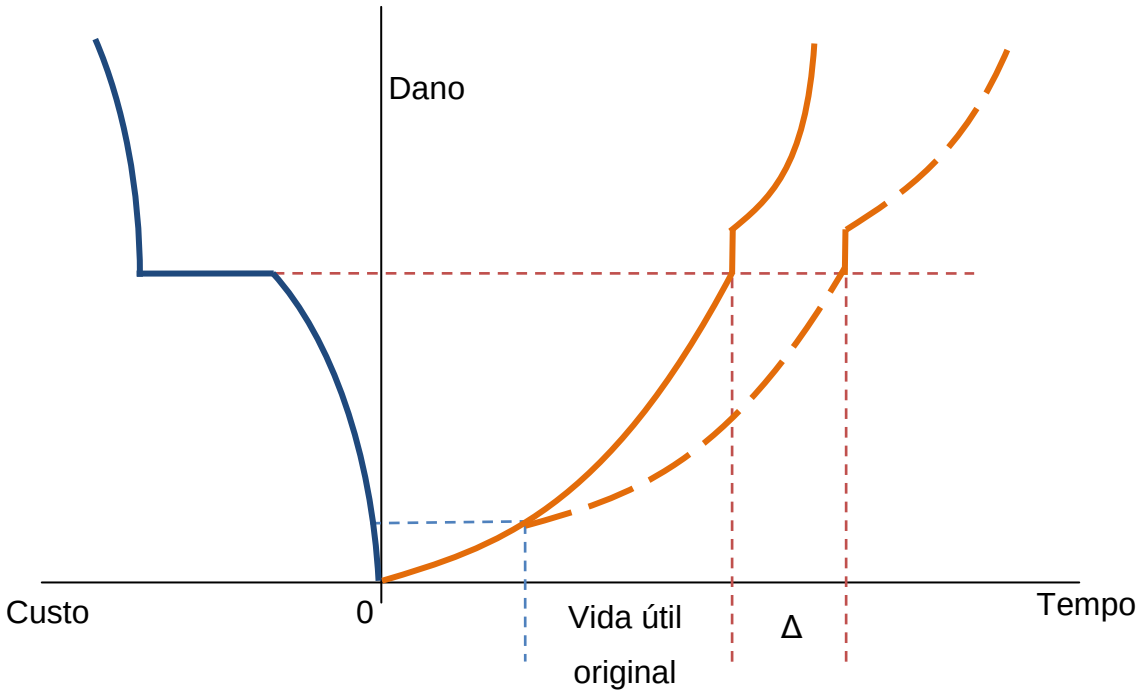

Figura 6. 17 - Gráfico custo x dano x tempo de um bloco de fundação afetado por RAA com modificação causada por intervenção.

Com o monitoramento estrutural é possível acompanhar o dano e projetar o desenvolvimento da RAA gerando um prognóstico que pode ser atualizado no decorrer do monitoramento. Com uma abordagem de estrutura tolerante a dano e com os limites de falha definidos, a administração do problema torna-se mais fundamentada e é possível calcular e programar intervenções auxiliando na tomada de decisões. O monitoramento facilita também a análise do desempenho de uma intervenção ao informar o ganho de vida útil causado por esta, que pode ser correlacionado com o custo, gerando um índice de desempenho.

7 CONCLUSÃO

7.1 Conclusão propriamente dita

A expansão do concreto induzida pela adição expansiva utilizada na pesquisa aumenta a resistência à compressão até certo limite, depois do qual passa a agir de forma inversa. O mecanismo pelo qual esta ação acontece não foi pesquisado por fugir ao escopo deste trabalho.

O método de simulação dos efeitos físicos da RAA desenvolvido na pesquisa se mostrou útil e viável. O método permitiu a indução de um grau de fissuração superficial, com características de RAA, que em uma reação acelerada levaria meses ou até anos. O método pode ser usado para estudos onde a fissuração superficial ou a expansão do concreto afetado pela RAA deve ser simulada.

A metodologia de projeto de monitoramento proposta é válida e possibilitou a definição das características do monitoramento de blocos de fundação afetados por RAA.

A instrumentação da armadura provou ser uma maneira efetiva para o monitoramento da expansão do concreto em blocos de fundação e os *strain gauges* elétricos podem ser instalados e protegidos de forma a servir ao propósito do monitoramento. *Strain gauges* ópticos são também recomendados sendo a escolha entre óptico e elétrico uma questão de custo/benefício e dependerá da quantidade de sensores necessários e custo dos equipamentos no momento da instrumentação.

Uma maneira de aplicar o conceito de estrutura tolerante a dano aos blocos de fundação com RAA foi proposta e auxilia na administração do problema. A definição de limites de falha e o acompanhamento do desenvolvimento do problema fornecem informações que podem ser usadas para avaliar o desempenho de intervenções usadas criando um índice de desempenho.

7.2 Continuação de pesquisa

Diversas possibilidades de pesquisa derivam do presente trabalho e o complementam, a citar:

- Entender e desenvolver técnicas de uso de aditivo expansivo para aumento da resistência à compressão do concreto;
- Desenvolver uma técnica para a determinação dos limites de falha para cada bloco;
- Testar o sistema de monitoramento proposto numa obra real;
- Desenvolvimento de sensores capazes de medir o deslocamento relativo das placas formadas pelas fissuras em três dimensões;
- Agregar ao sistema o monitoramento de outras partes do edifício deixando o monitoramento mais completo;
- Desenvlover os Long gauges;

7.3 Publicações

- Publicação do artigo “Monitoramento do envelhecimento das estruturas” no 50º Congresso Brasileiro do Concreto, realizado em 2008 em Salvador-BA;
- Publicação dos artigos: “ Experimental simulation of surface cracking in concrete structures affected by AAR” e “ Development of a remote monitoring strategy for concrete building foundations affected by alkali-aggregate reaction” no 6th International Conference on Concrete Under Severe Conditions, Environment & Loading., realizado em 2010 em Mérida, México.
- O autor foi convidado para ser co-autor do capítulo 35 (monitoramento estrutural) do livro “Concreto: Ciência e Tecnologia” que será publicado pelo IBRACON.
- O autor foi convidado a ser autor do item 7 “O que é monitoramento estrutural?” do livro “Práticas recomendadas do Alcompat” que será publicado pelo Alcompat Internacional.

7.4 Cursos e afins

- Estágio de um ano no National Research Council (NRC) em Ottawa, Canadá, como pesquisador convidado;
- Participação no mini-curso “Short Course on Optical Fiber Sensors for SHM” na Universidade de Princeton, Nova Jersey, EUA;
- Participação do Workshop em SHM da Roctest em Nova Jersey, EUA;
- Participação no curso “New Trends in Structural Health Monitoring” em Udine, Itália.

8 REFERÊNCIAS

ALMEIDA, P. A. O.; SÁ, A. B.; ONISHI, M.; STUCCHI, F. R. **Stress with Real Time Load (SRTL) to installation the Stay Cable in the Brasilia Bridge**. In: The Second fib Congress, 2006, Naples, Italy, 2006.

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; BRITO, G. A. **Extensometria básica**. Material de aula, UNESP, Ilha Solteira, 2004.

ANDRADE, T. **Histórico de casos de RAA ocorridos recentemente em fundações de edifícios na região metropolitana de recife**. II Simpósio sobre reação alcali-agregado em estruturas de concreto. São Paulo-SP, Brasil. IBRACON. 2006. 13 p.

ARCHANA NAIR, C. S. C. **Acoustic emission monitoring of bridges: Review and case studies**. Engineering Structures 32, Elsevier, 2010. p. 1704 – 1714.

ASSIS, W. S. **Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil.** 2007. 265 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2007.

BALAGEAS, D.; FRITZEN, P. C.; GÜEMES, A. **Structural health monitoring**. ISTE, Great Britain, 2006, 495 p. ISBN-13: 978-1-905209-01-9.

BASSEVILLE, M. et al. **Statistical inference for structural health monitoring.** Activity Report. INRIA – Institut National de Recherche en Informatique et en Automatique. Rennes, 2004.

BOLLER, C. **Structural health monitoring**. Udine, CISM. Apresentação proferida na ocasião do curso de monitoramento estrutural (New trends in structural health monitoring), Udine, Itália. 2011.

BRASIL. **Código de Defesa do Consumidor (CDC).** Lei 8.078 de 11 de setembro de 1990. Aprova o Código de Defesa do Consumidor. Brasília, DF, 1990.

BRASIL. **Novo Código Civil**. Lei nº 10.403 de 10 de janeiro de 2002. Aprova o novo código civil brasileiro. Brasília, DF, 2002

CARMONA FILHO, A.; GARCIA CARMONA, T. **Análise, danos e reforços dos apoios da cobertura do ginásio poliesportivo de Cuiabá-Mato Grosso-Brasil (147BR)**. XI Congreso Latinoamericano de Patología de La Construcción, CONPAT 2011, La Antigua Guatemala, Guatemala. 2011.

CHUNG, H.; CHUN, B.; KIM, B.; LEE, Y. **Measurement and analysis of long-term behavior of Seoul metro tunnels using the Automatic Tunnel Monitoring Systems**. Tunnelling and Underground Space Technology 21. Elsevier, 2006. 316-317.

CUSSON, D.; HOOGEVEEN, T. **New Test Method for Determining Coefficient of Thermal Expansion at Early Age in High-Performance Concrete**. *12th International Conference on Chemistry of Cement*. Montreal. Canada. 2007. 12 p.

CUSSON, D.; QIAN, S. Y.; CHAGNON, N. **Corrosion inhibiting systems for durable concrete bridges – Part 1: Field performance evaluation**. Journal of Materials, v. 20, no. 1, Jan. 2008, pp. 20 - 28.

DATATAKER. DT80. Disponível em: http://www.datataker.com/products/dt80.html > Acessado em: 24/01/2011.

DORAN, D.K. **Structural effects of alkali-silica reaction – technical guidance on the appraisal of existing structures***.* The Institution of Structure Engineers (ISE), London. 1992.

FARRAR, C. R.; SOHN, H.; FUGATE, M. L.; CZARNECKI, J. J. **Integrated structural health monitoring**. SPIE`s 8th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, Newport Beach, EUA. 2001.

FIBER SENSING. **FS 6200 – Strain sensors**. Catálogo de produtos, Portugal, 2009.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Relatório de Pós-Doutoramento**. Brasília, CNPq. Processo Nº 201595/2008-7. 2010.

FIGUEIRÔA, J. P.; ANDRADE, T. **O ataque da reação álcali-agregado sobre as estruturas de concreto**. Editora Universitária UFPE, Recife-PE, 2007, 228 p. ISBN 978-85-7315-436-8.

FOURNIER, B.; IDEKER, J.H.; FOLLIARD, K.J.; THOMAS, M.D.A.; NKINAMUBANZI, P.C.; CHEVRIER, R. **Effect of environmental conditions on expansion in concrete due to alkali-silica reaction (ASR)**. Material Characterization 60: 2009. p. 669-679.

FRANGOPOL, D.M., ESTES, A.C., AUGUSTI, G.; CIAMPOLI, M. **Optimal bridge management based on lifetime reliability and life-cycle cost**, *Short course on the Safety of Existing Bridges, ICOM&MCS*, EPFL, Lausanne, Switzerland, 1998. 112–120.

FRUETT, F. **Apostila da disciplina – Sensores Microeletrônicos**. UNICAMP, Campinas-SP, 2007.

FRITZEN, C. P. **Structural health monitoring**. Udine, CISM. Apresentação proferida na ocasião do curso de monitoramento estrutural (New trends in structural health monitoring), Udine, Itália. 2011.

GAU, Y. **Structural health monitoring strategies for smart sensor networks**. 2005. 160 p. Tese (Doutorado) – University of Illinois, Illinois. 2005.

GLISIC, B. **Projeto de monitoramento estrutural**. New Jersey, Princeton University, 2 de Nov. de 2009. Apresentação proferida por ocasião do mini-curso em monitoramento estrutural (short course on fiber optical sensore for SHM), New Jersey, 2009.

GLISIC, B.; INAUDI, D. **Whole lifespan monitoring of concrete bridges**. IABMAS`02, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Resumo em CD, Barcelona, Espanha, 2002. 487-488.

GLISIC, B.; INAUDI, D. **Components of structural monitoring process and selection of monitoring system**. 6th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics (FMGM 2003), Oslo, Norway, 2003. 755-761.

GLISIC, B.; INAUDI, D. **Fibre optic methods for structural health monitoring**. Wiley, England, 2007, 262 p. ISBN 978-0470-06142-8.

GLISIC, B.; INAUDI, D.; MING, l. j.; YEW, Y. T.; TAT, N. C. **Large scale lifespan monitoring of high-rise buildings using long-gauge fiber optic sensors**. The 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of intelligent infrastructure, Vancouver, Canada, 2007. 7 p.

GLISIC, B.; INAUDI, D.; VURPILLOT, S. **Structural monitoring of concrete structures.** Third World Conference on Structural Control, Como, Italy, April 2002. 10 p.

GLOSSÁRIO GEOLÓGICO ILUSTRADO. HAUYNITA. Disponível em: http://vsites.unb.br/ig/glossario/verbete/hauynita.htm > Acessado em: 13/05/2011

GRANDT, A. F. **Fundamentals of structural integrity: damage tolerant design and nondestructive evaluation**. Wiley. New York, NY. 2003.

GROSSO, A. D.; INAUDI, D.; LANATA, F.; POSENATO, D. **SHM of ageing reinforced concrete structures**. First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, Dubai, 2011.

GROSSO, A. D.; INAUDI, D.; PARDI, L. **Overview of European activities in the health monitoring of bridges**. First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS**,** Barcelona, 2002.

GUSMAO, A. D.; TEIXEIRA, D. C. L.; ANDRADE FILHO, J. C.; VITÓRIO, J. A. P.; OLIVEIRA, R. A. **Laudo técnico sobre as causas do desabamento do edifício Areia Branca.** Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Pernambuco (CREA-PE), Recife, 2005.

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

HELENE, P; PEREIRA, F; CASTRO, P. **Tests for alkali-aggregate reaction – a case study of a bridge in Brazil**. Concrete International 27, ACI, USA. 2005.

HELENE, P; PEREIRA, F, editores. **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón – Reparación, refuerzo y protección**. Red Rehabilitar, São Paulo. Versão eletrônica em CD. 2003. ISBN 85-903707-1-2.

HYTEK AUTOMATION, INC. iUSBDAQ - U120816AO. Disponível em: http://www.hytekautomation.ca/U120816AO.aspx?productId=18 > Acessado em: 23/01/2011.

IBRACON. **Reações expansivas em estruturas de concreto**. Revista Concreto, São Paulo, IBRACON, Ano XI, n. 39, 2005. p.30-35.

INMETRO, **Vocabulário Internacional de Metrologia: conceitos fundamentais e gerais e termos associados (VIM 2008)**. 1ª Edição Brasileira. Rio de Janeiro, 2009. 78 p.

ISIS CANADA. About. 2011. Disponível em: http://www.isiscanada.com/about/about.html > Acesso em 03/08/2011.

JAMES III, G. H. **Development of structural health monitoring techniques using dynamics testing.** Sandia National Laboratories for the United States Department of Energy. New Mexico, 1996.

JOHNSON, E. A. et al. **Phase I IASC-ASCE structural health monitoring benchmark problem using simulated data**. Journal of engineering mechanics ASCE, New York, 2004. ISSN: 0733-9399.

JOINT COMMITTEE FOR GUIDES IN METROLOGY (JCGM). **International vocabulary of metrology – Basic and general concepts and associated terms (VIM)**. 2008. Disponível em: <http://www.bipm.org/utils/common/documents/jcgm/JCGM_200_2008.pdf> Acesso em: 19 de janeiro de 2011.

KABIR, S. **Imaging-based detection of AAR induced map=crack damage in concrete structure**. NDT&E International 43, Elsivier. 2010. p. 461-469.

KEITHLEY INSTRUMENTS, INC. **Understanding new developments in data acquisition, measurement, and control**. Ohio, USA. 2007.

KISTER, G.; WINTER, D.; GEBREMICHAEL, Y. M.; LEIGHTON, J.; BADCOCK, R. A.; TESTER, P. D.; KRISHNAMURTHY, S.; BOYLE, W. J. O.; GRATTAN, K.T.V.; FERNANDO, G. F. **Methodology and integrity monitoring of foundation concrete piles using Bragg grating optical fibre sensors**. Elsevier. Engineering Structures, 29. 2007. p. 2048–2055.

KO, J. M.; NI, Y. Q. **Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges**. Elsevier. Engineering Structures, 27. 2005. p. 1715–1725.

KURATA, N; SPENCER JR., B. F.; RUIZ-SANDOVAL, M.; MIYAMOTO, Y.; SAKO, Y. **A study on building risk monitoring using wireless sensor network MICA mote**. First International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure (SHMII-1'2003), Tokio, Japão. 2003.

LEE, E. A.; SESHIA, S. A. **Apostila da disciplina - Introduction to Embedded Systems**. Universidade da Califórnia Berkeley, Califórnia, Estados Unidos da América, 2010.

LEE, B. **Review of the present status of optical fiber sensors:** Optical Fiber Technology, Elsevier, USA. 2003. p. 57–59.

LEUCKERT, C. **Sistema protátil de aquisição de dados para análise dinâmica de estruturas mecânicas**. 2000. 108 pág. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

LYNCH, J. P.; LAW, K. H.; KIREMIDJIAN, A. S.; KENNY, T.; CARRYER, E. **A wireless modular monitoring system for civil structures**. 20th International Modal Analysis Conference (IMAC XX), Los Angeles, EUA. 2002.

MANETTI, L.; INAUDI, D.; GLISIC, B. **3-DEMON monitoring platform: examples of applications in structural and geotechnical monitoring projects**. 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, Lisboa, Portugal. 2008.

MAJUMDER, J.; GANGOPADHYAY, T. K.;CHAKRABORTY, A. K.; DASGUPTA, K.; BHATTACHARYA, D. K. **Fibre Bragg gratings in structural health monitoring – Present status and applications**. Elsevier. Sensors and Actuators A, 147. 2008. p. 150–164.

MANDEL, C. **Canada could face infrastructure crisis: expert.** Canwest News Service, Laval, Canadá, aug. 02, 2007. Disponível em: <http://www2.canada.com/montrealgazette/features/overpass/story.html?id=33cf9d88-98b0-41d7-b125-6b43ed98fff9> Acesso em: 09 de setembro 2010.

MORIOKA, M.; SAKAI, E.; DAIMON, M. **Expansion mechanism of expansive additive on microstructure of hardened cement paste and physical parameters influencing expansion behavior.** [S.I.: s.n.], [entre 2003 e 2008].

MUNHOZ, F. S. **Análise de comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Dissertação de mestrado, EESC-USP, São Carlos: 2004. 148 p.

MYRDAL, R. **The electrochemistry and characteristics of embeddable reference electrodes for concrete**. Woodhead Publishing in Materials, Cambridge, England, 2007. 26 p. ISBN-13:978-1-4200-5118-6.

NATIONAL INSTRUMENTS. NI PXIe-1073. Disponível em: http://sine.ni.com/gallery/app/ui/page?nodeId=207401&mTitle=NI%20PXIe-1073&mGallery=set_pxie-1073 > Acessado em: 24/01/2011.

NERY, G. **Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão em prismas de alvenaria resistente de blocos de concreto**. 2006. 71 pág. Dissertação (mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2006

NERY, G.; CUSSON, D.; HELENE, P; MARGESON, J. C. **Accelerated experimental simulation of random surface cracking in concrete structures affected by alkali aggregate reaction**. *Sixth International Conference on Concrete under Severe Conditions Environment and Loading*. Mérida, México. 2010a.

NERY, G.; CUSSON, D.; HELENE, P; MARGESON, J. C. **Development of a remote monitoring strategy for concrete building foundations affected by alkali-aggregate reaction**. Sixth International Conference on Concrete under Severe Conditions Environment and Loading. Mérida, México. 2010b.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Pini, São Paulo, 1997, 828 p. ISBN 85-7266-068-2.

NEWMAN, J.; CHOO, B.S. ***Advanced Concrete Technology***. Burlington. Elsevier. 2003.

OMEGA. 110 KS/s 12-Bit Low Cost A/D Boards. 2011. Disponível em: http://www.omega.com/pptst/OME-PCI-1002.html > Acesso em: 23/01/2011.

PARK, J. W.; LEE, J. J.; JUNG, H. J.; MYUNG, H. **Vision-based displacement measurement method for high-rise building structures using partitioning approach**. NDT&E International 43, Elsevier, EUA. 2010. P. 642 – 647.

PHYSICAL ACOUSTICS CORPORATION. Acoustic Emission Sensors. 2011. Disponível em: http://pacndt.com/index.aspx?go=products&focus=Sensors.htm > Acesso em 27/07/2011.

POZZI, M.; GLISIC, B.; ZONTA, D.; INAUDI, D.; LAU, J. M.; FONG, C. C. **Analysis of lifespan monitoring data using Bayesian logic**. 9th International Conference on Damage Assessment of Structures (DAMAS 2011), Oxford, Inglaterra. 2011.

RADOJICIC, A., BAILEY, S.; BRÜHWILER, E. **Consideration of the serviceability limit state in a time dependant probabilistic cost model, *Application of Statistics and Probability*.** Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol.2, 1999. 605–612.

ROCTEST. Building concrete columns. Disponível em: http://www.roctest-group.com/node/386 > Acesso em 10/10/2011.

RIVARD, P.;BALLIVY, G.;GRAVEL, C.; SAINT-PIERRE, F. **Monitoring of a hydraulic structure affected by ASR: A case study**. Cement and Concrete Research 40, Elsevier. 2010. P. 676-680.

SALLES, F. M. **Identificação da RAA e monitoramento de estrutura afetada pela reação**. Apresentação proferida por ocasião do seminário de RAA no 52 Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, 2010.

SANTOS, C. **Estatística Descritiva - Manual de Auto-aprendizagem.** Edições Sílabo, Lisboa. 2007.

SANTOS, J. C. **Apostila e anotações de aula do curso de pós-graduação PEA 5716 – Componentes e Sistemas de Sensoriamento a Fibras Ópticas**. EPUSP, São Paulo, 2007.

SELLIER, A.; BOURDAROT, E.; MULTON, S.; CYR, M.; GRIMAL, E. **Combination of structural monitoring and laboratory tests for assessment of alkali-agragate reaction swelling: application to gate structure dam**. ACI materials journal, V 106. No. 3. 2009. P. 281-290.

SETO, K.; NISHIZONO, T.; MIKATA, Y.; MAEDA, S.; MIYAGAWA,T. **Maintenance for asr damaged road viaduct**. 12th ICAAR – Beijing, China. 2004.

SILVA, J. C. C. **Monitoração de vibrações de estruturas com o emprego de sensores em fibra ótica**. Tese de doutorado, CEFET-PR, Paraná: 2005. 194 p.

SILVA, R. C. **Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes**. Dissertação de mestrado, EESC-USP, São Carlos: 1991. 202 p.

SONDHI, J. S. **Bridge condition monitoring issues for railway bridges.** Advances in Bridge Engineering, 2006. 377-390.

STANTON, T.E. **Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate,** *Proceedings, American Society of Civil Engineers*. 1940.Vol. 66: 1781.

SWAMY, R.N. **The alkali-silica reaction in concrete**. New York: Van Nostrand Reinhold. 1992.

TAO, W. K. **Arquitetura e organização de computadores**. Apostila de aula, FAVI, Vitória-ES, 2004.

THAKKAR, S. K.; GHOSH, G.; SINGH, Y. **Structural damage identification and health monitoring and damage identification of bridges.** Advances in Bridge engineering, March 24-25, 2006. 11-30.

TENNYSON, R. C.; MUFTI, A. A.; RIZKALLA, S.; TADROS, G.; BENMOKRANE, B. **Structural health monitoring of innovative bridges in Canada with fiber optic sensors:** Smart Materials and structures, Institute of Physics, Winnipeg, Manitoba, Canada: 2001, p. 560 – 573.

TOMA, I.O.; MIKI, T.; NIWA, J. **Steel fibers as a tool to improve shear carrying capacity of RC beams with random cracks**. boratoire central des ponts et chaussées. Tours, France. 2007. 777-786.

WANG, K.; SCHAEFER, V.R.; KEVERN, J.T.; SULEIMAN, M.T. **Development of mix proportion for functional and durable pervious concrete**. *NRMCA Concrete Technology Forum: Focus on pervious concrete*. NRMC. 2006. 12 p.

WENZEL, H. **Health monitoring of bridges**. Wiley, England, 2009, 621 p. ISBN 9780470031735.

WORDEN, K.; FARRAR, C. R.; MANSON, G.; PARK, G. **The fundamental axioms of structural health monitoring**. Proceedings of The Royal Society A. London. 2007.

WORDEN, K.; MANSON, G. **Visualisation and dimension reduction of high-dimensional data for damage detection**. In Proc. 17th Int. Modal Analysis Conf., Orlando, Florida. 1999.

WU, J.; YUAN, S.; JI, S.; ZHOU, G.; WANG, Y.; WANG, Z. **Multi-agent system design and evaluation for collaborative wireless sensor network in large structure health monitoring**. Expert Systems with Applications 37, Elsivier. 2010. p. 2028-2036.

YUN, C. B. **Recent R&D activities on structural health monitoring for civil infra-structures in Korea**. Smart Infra-Structure Technology Center, Korea Advanced Institute of Science and Technology, Daejeon, Korea, 2004.