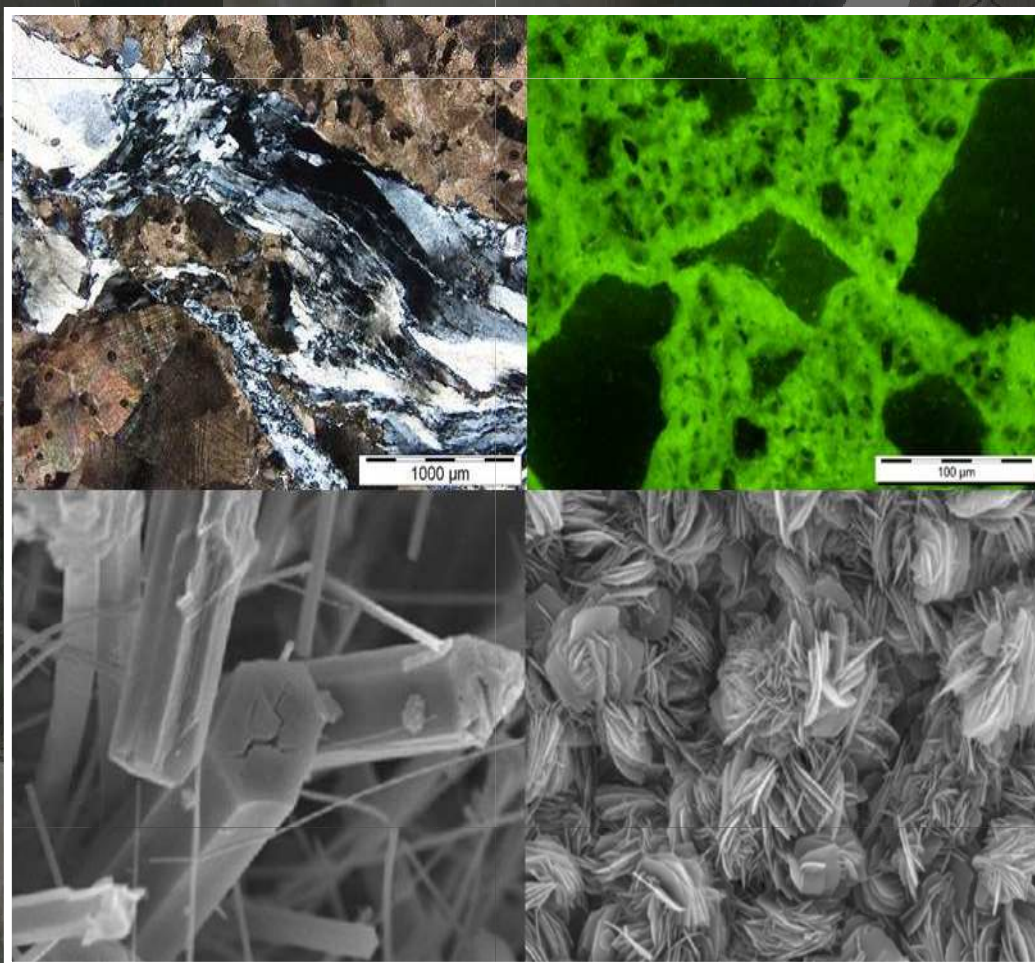


# As reacções expansivas internas no betão

## Prevenção dos riscos e gestão das estruturas afectadas



Projecto FCT EXREACT – *Mitigação de reacções expansivas deletérias em estruturas de betão (PTDC/CTM/65243/2006)*

Apoio:



Fundação para a Ciência e a Tecnologia

Encontro Nacional  
CONSERVAÇÃO e REABILITAÇÃO de ESTRUTURAS

Lisboa · LNEC · 23 a 25 de Junho de 2010

reabilitar  
2010



LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

---

## **AS REACÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS NO BETÃO**

### **Prevenção dos riscos e gestão das estruturas afectadas**

Documento elaborado no âmbito do Projecto “EXREACT – Mitigação de reacções expansivas deletérias em estruturas de betão” (PTDC/CTM/65243/2006) financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT)

Integrado no:



Encontro Nacional  
CONSERVAÇÃO e REABILITAÇÃO de ESTRUTURAS  
Lisboa · LNEC · 23 a 25 de Junho de 2010

Apoio:



**Coordenação:** António Santos Silva, LNEC

**Co-autoria:** António Santos Silva, LNEC  
Arlindo Gonçalves, LNEC  
Loïc Divet, LCPC – France  
Alexandre Pavoine, LCPC – France  
Didier Germain, CETE Lyon – France  
Júlio Appleton, IST

**Colaboração:** Dora Soares, LNEC  
Lina Matos, LNEC

# **AS REACÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS NO BETÃO**

## **Prevenção dos riscos e gestão das estruturas afectadas**

---

### **SUMÁRIO**

A reacção álcalis-silica (RAS) e a reacção sulfática interna (RSI) englobam-se nas designadas reacções expansivas internas, e são formas de degradação que afectam um número cada vez maior de estruturas de betão em Portugal.

O objectivo deste Workshop é o de apresentar os últimos desenvolvimentos sobre estes domínios, nomeadamente nos aspectos da prevenção, modelação e reparação de estruturas afectadas por RAS e/ou RSI.

### **INTERNAL EXPANSIVE REACTIONS IN CONCRETE**

#### **Risk prevention and management of the affected structures**

---

### **ABSTRACT**

The alkali-silica reaction (ASR) and the internal sulphatic reaction (ISR), included on the internal expansive reactions, are degradation forms affecting an increasing number of concrete structures in Portugal.

The aim of this Workshop is to present the latest developments in these areas, particularly in the aspects of prevention, modelling and repair of structures affected by ASR and / or ISR.

### **LES REACTIONS DE GONFLEMENT INTERNE DANS LES BETONS**

#### **Prévention des risques et gestion des structures malades**

---

### **RÉSUMÉ**

La réaction alcali-silice (RAS) et la réaction sulfatique interne (RSI), qui appartiennent aux réactions de gonflement interne, sont actuellement responsables de la dégradation d'un nombre croissant de structures en béton au Portugal.

L'objectif de ce workshop est de présenter les derniers développements dans ces domaines, en particulier sur les aspects de la prévention, de la modélisation et de la réparation des ouvrages touchés par RAS et/ou RSI.



# ÍNDICE GERAL

	Pág.
<b>PREFÁCIO</b> .....	<b>3</b>
<b>TEMA 1</b> .....	<b>5</b>
CONTEXTO DAS ESTRUTURAS E DOS MATERIAIS SUJEITOS A REACÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS .....	5
<b>TEMA 2</b> .....	<b>47</b>
PREVENÇÃO DOS RISCOS .....	47
<b>TEMA 3</b> .....	<b>71</b>
DIAGNÓSTICO, OBSERVAÇÃO E PROGNÓSTICO DAS ESTRUTURAS AFECTADAS .....	71
<b>TEMA 4</b> .....	<b>85</b>
MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO DAS ESTRUTURAS AFECTADAS .....	85
<b>TEMA 5</b> .....	<b>137</b>
CONCLUSÃO E DISCUSSÃO .....	137



## PREFÁCIO

A degradação de estruturas de betão por reacções expansivas internas é uma patologia que, não sendo relativamente recente a nível internacional, tem vindo a manifestar-se numa forma crescente nos últimos anos em Portugal. Esta patologia tem afectado vários tipos de estruturas de betão, algumas de grande importância estratégica, nomeadamente grandes barragens e obras de arte (pontes e viadutos). A título de exemplo referem-se os casos do Viaduto Duarte Pacheco, e as Barragens de Alto-Ceira e Santa Luzia, alguns dos quais obrigaram a intervenções de elevado custo.

Esta forma de degradação, que engloba a reacção álcalis-silica (RAS) e a reacção sulfática interna (RSI), quando ocorre numa estrutura é particularmente nefasta porque está relacionada com a formação de compostos expansivos que provocam a fissuração do betão, contribuindo decisivamente para a diminuição da vida útil da estrutura, podendo em alguns casos obrigar à sua demolição.

Associada a esta situação, acresce o facto de não se dispor actualmente dum método totalmente eficiente e económico de combater esta forma de degradação. Deste modo, para garantir os tempos de vida útil preconizados para as novas construções devem-se adoptar medidas preventivas para evitar ou minimizar os efeitos da ocorrência deste tipo de reacções expansivas nas estruturas de betão.

Em Portugal, medidas preventivas destas reacções expansivas internas estão contidas na Especificação LNEC E 461, citada na NP EN 206-1 – Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade, a qual inclui a fixação de níveis de prevenção de acordo com a categoria de risco e exposição ambiental do elemento ou da estrutura de betão. Estas medidas passam por uma caracterização dos factores condicionantes destas reacções nos constituintes do betão e pela aplicação de medidas para a sua inibição.

Neste particular, a utilização de adições minerais em substituição parcial do clínquer portland, é uma medida que além de diminuir o calor de hidratação, permite a redução da alcalinidade da solução intersticial do betão e contribui ainda para reduzir a quantidade de sulfatos no betão, evitando assim a formação de produtos expansivos.

Actualmente é já conhecido que as adições minerais do tipo II, em substituição parcial do cimento no betão e em quantidade suficiente, podem mitigar os efeitos destas reacções. A acção destas adições minerais depende, no entanto, da sua composição e reactividade pozolânica.



Apesar dos bons resultados já demonstrados por algumas adições, nomeadamente as cinzas volantes, o seu uso pode estar comprometido a curto/médio prazo, tendo em conta a cada vez maior preocupação, por parte da maioria dos Países, na utilização de reenergias “limpas”. Esta tendência terá como consequência uma diminuição ou mesmo o esgotamento da produção de alguns subprodutos industriais. No caso dos produtos naturais, é previsível um agravamento das restrições ambientais associadas à sua exploração e tratamento.

Foi neste contexto que se iniciou no LNEC, em colaboração com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* de Paris e as Universidades de Aveiro, Minho e Évora, um projecto de avaliação da utilização de novos materiais com características pozolânicas, capazes de responderem às necessidades da indústria do betão a curto/médio prazo.

Este projecto, que contou com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (Projecto PTDC/CTM/65243/2006 – *EXREACT – Mitigação de reacções expansivas deletérias em estruturas de betão*) visa ainda o aperfeiçoamento de metodologias de diagnóstico e prognóstico da ocorrência de reacções expansivas internas em estruturas de betão existentes.

Os resultados do trabalho realizado no decorrer do projecto têm vindo a ser divulgados em artigos e comunicações em seminários nacionais e internacionais, mas também através duma página Web (<http://www-ext.lnec.pt/EXREACT/index.html>) e com a organização de reuniões como a do presente Workshop, que contou com o apoio do LNEC, da Comissão Organizadora do REABILITAR 2010 - Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas e dos oradores convidados.

Este Workshop visa apresentar os últimos desenvolvimentos sobre os aspectos da prevenção, modelação e reparação, proporcionando uma oportunidade para a partilha de ideias e soluções para a gestão das estruturas afectadas por RAS e/ou RSI.

Votos de um excelente Workshop.

António Santos Silva

Junho de 2010

## TEMA 1

### Contexto das Estruturas e dos Materiais Sujeitos a Reacções Expansivas Internas

# ÍNDICE

Pág.

<b>1.</b>	<b>Introdução</b> .....	<b>7</b>
<b>2.</b>	<b>Degradação do betão por reacções álcalis-silica (RAS)</b> .....	<b>7</b>
<b>2.1.</b>	<b>Definição e mecanismos</b> .....	<b>7</b>
<b>2.2.</b>	<b>Factores condicionantes da RAS no betão</b> .....	<b>11</b>
	2.2.1. ÁLCALIS NO BETÃO .....	12
	2.2.2. AGREGADOS REACTIVOS.....	14
	2.2.3. HUMIDADE ELEVADA .....	16
<b>2.3.</b>	<b>Medidas preventivas da RAS</b> .....	<b>17</b>
	2.3.1. EMPREGO DE AGREGADOS NÃO REACTIVOS .....	17
	2.3.2. REDUÇÃO DA ALCALINIDADE DA SOLUÇÃO INTERSTICIAL DO BETÃO .....	21
	2.3.3. CONTROLO DA HUMIDADE DO BETÃO.....	23
	2.3.4. MODIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES EXPANSIVAS DO GEL DA RAS .....	23
<b>2.4.</b>	<b>Manifestação da RAS no betão</b> .....	<b>24</b>
<b>3.</b>	<b>Reacção sulfática interna no betão</b> .....	<b>31</b>
<b>3.1.</b>	<b>As reacções sulfáticas nos betões</b> .....	<b>31</b>
<b>3.2.</b>	<b>As fontes externas de sulfatos</b> .....	<b>32</b>
<b>3.3.</b>	<b>As fontes internas de sulfatos</b> .....	<b>33</b>
	3.3.1. A FORMAÇÃO DE ETRINGITE RETARDADA (DEF) .....	35
<b>3.4.</b>	<b>Os factores determinantes e as medidas preventivas da DEF</b> .....	<b>36</b>
	3.4.1. CONTROLO DA TEMPERATURA MÁXIMA DO BETÃO .....	38
	3.4.2. CONTROLO DOS TEORES DE ÁLCALIS DO BETÃO E DE ALUMINATOS E SULFATOS DO LIGANTE.....	38
	3.4.3. CONTROLO DA HUMIDADE DO BETÃO.....	38
	3.4.4. CONTROLO DO TEOR DE HIDRÓXIDO DE CÁLCIO DO BETÃO .....	39
	3.4.5. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE COMPOSIÇÕES DO BETÃO À REACÇÃO SULFÁTICA INTERNA.....	39
<b>3.5.</b>	<b>Manifestação da DEF no betão</b> .....	<b>39</b>
<b>4.</b>	<b>Bibliografia</b> .....	<b>42</b>

**António Santos Silva**

*Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)*

*Departamento de Materiais, Núcleo de Materiais Metálicos*

*Lisboa, Portugal*

## **1. INTRODUÇÃO**

A degradação do betão por reacções químicas de origem interna engloba dois tipos de reacções expansivas: a reacção álcalis-silica (RAS) e a reacção sulfática de origem interna (RSI). O número de casos de estruturas de betão afectadas por reacções expansivas internas tem aumentado muito nos últimos anos, quer em Portugal como a nível internacional. Estas duas reacções, que têm manifestações macroscópicas semelhantes, quando detectadas são muito difíceis de combater, não existindo ainda um método totalmente eficaz e económico de reparação para estruturas degradadas por RAS ou RSI.

## **2. DEGRADAÇÃO DO BETÃO POR REACÇÕES ÁLCALIS-SILICA (RAS)**

### **2.1. Definição e mecanismos**

As reacções álcalis-agregado (RAA) correspondem a uma designação atribuída a um grupo de reacções químicas que ocorrem entre certos tipos de minerais dos agregados e os iões alcalinos (sódio e potássio) e hidroxilos (OH<sup>-</sup>) presentes na solução intersticial da pasta de cimento no betão. Estas reacções, que são de dissolução, ocorrem em resultado da grande solubilidade que as formas amorfas, desordenadas ou mal cristalizadas de sílica apresentam em soluções muito alcalinas. A reacção origina um gel higroscópico alcalino que absorve água e expande, originando tensões internas no betão que provocam a sua fissuração (figura 1).

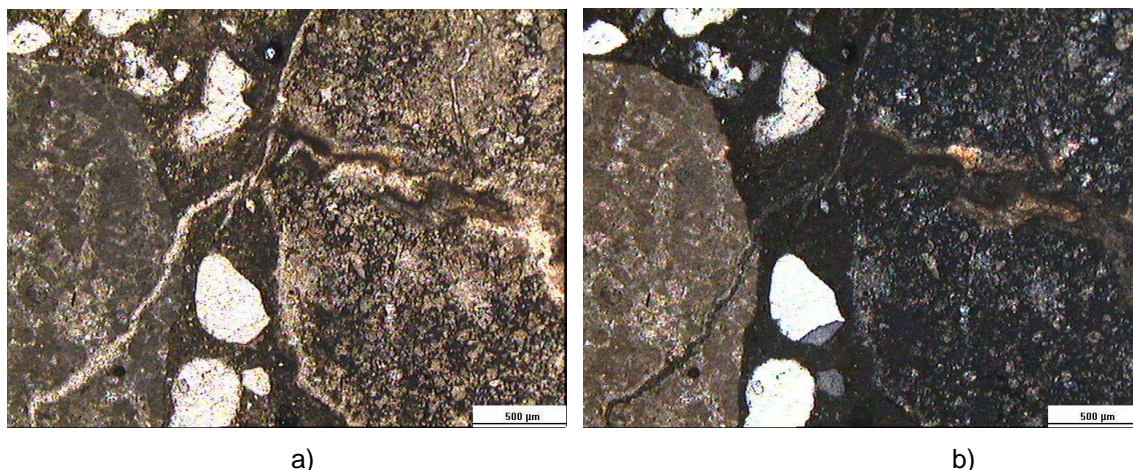


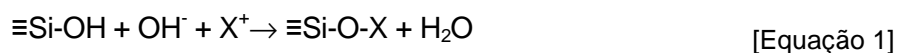
Figura 1 – Observação ao microscópio petrográfico de lâminas delgadas de betão que mostram a microfissuração por gel da RAA: (a) imagens com polarizadores paralelos e (b) cruzados.

Embora as RAA sejam poucas vezes referidas como causa primária do colapso ou da necessidade de demolição total de uma estrutura, contribuem, quando ocorrem, para uma diminuição da durabilidade do betão.

É geralmente considerada a existência de três tipos distintos de RAA: reacções álcalis-sílica, reacções álcalis-silicato e reacções álcalis-carbonato (RAC).

A reacção álcalis-sílica (RAS), que foi a primeira a ser identificada, processa-se, em geral, a velocidades relativamente elevadas (< 10 anos) fazendo intervir formas de sílica amorfas (por ex.: opala<sup>1</sup>) ou mal cristalizadas (por ex: calcedónia<sup>2</sup>) presentes nos agregados. É também o tipo de reacção mais comum e a que tem recebido maior atenção e sido objecto de mais intenso trabalho de investigação, existindo, no entanto, ainda alguma controvérsia sobre as hipóteses que têm sido estabelecidas para os mecanismos das reacções e a criação das forças expansivas.

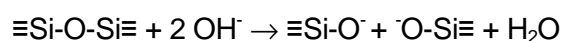
A RAS corresponde essencialmente a um ataque a certas formas de sílica reactiva, possuindo uma estrutura mais ou menos desordenada e por isso instável num meio de elevado pH, pelos iões alcalinos (Na<sup>+</sup> e K<sup>+</sup>) e hidroxilos (OH<sup>-</sup>) presentes na solução intersticial do betão, produzindo um gel de silicato alcalino. Esquemáticamente a RAS pode representar-se pela reacção de neutralização dos grupos silanol ácidos (-Si-OH) pelos iões hidroxilos e álcalis, seguida da ruptura das pontes siloxano (-Si-O-Si-):



<sup>1</sup> Sílica amorfa com quantidades de água variáveis (SiO<sub>2</sub>.nH<sub>2</sub>O)

<sup>2</sup> Nome geral aplicado a sílica fibrosa e criptocristalina, e por vezes mais especificamente aplicada a uma variedade, que ao microscópio óptico tem uma coloração castanho translúcido com brilho.

Em que X representa os iões Na<sup>+</sup> ou K<sup>+</sup>.



[Equação 2]

A velocidade do ataque dependerá da concentração dos hidróxidos alcalinos na solução intersticial e da estrutura da sílica. O quartzo “bem cristalizado” é geralmente considerado não reactivo em solução alcalina. De facto, quando grãos de quartzo são colocados na solução intersticial do betão, o ataque pelos hidróxidos alcalinos ocorre essencialmente à sua superfície (figura 2) de acordo com as equações 1 e 2. A velocidade de penetração dos hidróxidos alcalinos na estrutura bem cristalizada do quartzo é baixa devido à sua pequena área superficial interna, enquanto no quartzo criptocristalino já é maior devido ao aumento da área superficial. O mesmo comportamento é observado em grãos de grandes dimensões de quartzo que tenham defeitos ou estejam deformados. Esta situação sugere que nenhum agregado silicioso possa ser considerado à partida “inerte” no que se refere à RAS.

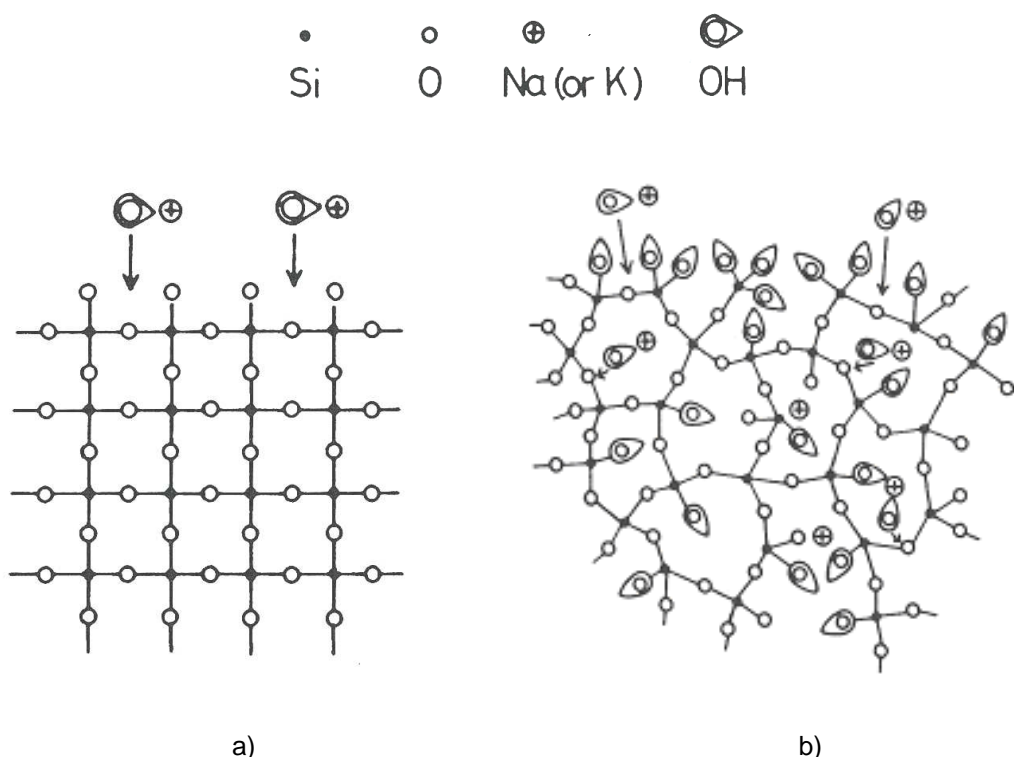


Figura 2 – Representação esquemática do ataque dos álcalis à (a) sílica bem cristalizada e (b) mal cristalizada.

Os iões cálcio (Ca<sup>2+</sup>), cuja fonte principal é a portlandite (hidróxido de cálcio) formada pelas reacções de hidratação do cimento, penetram rapidamente no gel, originando-se assim no betão, em torno dos agregados, geles de silicatos de cálcio, sódio e potássio

de composição variável. Estes geles são capazes de absorver moléculas de água e expandir, gerando forças expansivas. São estas forças que originam tensões de tracção dentro do betão ou da argamassa e vão causar fissuração. A intensidade da força expansiva varia com a composição do gel, dum modo ainda não bem compreendido, e com a quantidade total de gel formado.

A reacção álcalis-silicato, também conhecida por reacção álcalis-sílica de expansão lenta e retardada, é semelhante à RAS excepto no facto de que, neste caso, o constituinte reactivo do agregado não é a sílica livre, mas a sílica presente como constituinte em sistemas siliciosos polifásicos (ex.: granitos, xistos, grauvaques<sup>3</sup>). É aceite no entanto que, no geral, o mecanismo da reacção expansiva seja análogo ao da reacção álcalis-sílica, existindo possivelmente algumas diferenças no comportamento químico e físico dos geles e outros produtos de reacção formados. Outros associam este tipo de reacção essencialmente à reacção entre os iões alcalinos da solução intersticial e certos minerais interestratificados com os filossilicatos<sup>4</sup>, caso que é frequente ocorrer em rochas como grauvaques, filitos<sup>5</sup> ou argilitos<sup>6</sup>; a remoção daqueles minerais provoca uma esfoliação do filossilicato que pode então expandir por absorção de água. A reacção álcalis-silicato é mais lenta do que a reacção álcalis-sílica, podendo coexistir os dois tipos de reacção no betão, pois normalmente nas rochas contendo filossilicatos existe quartzo microcristalino. Pelas relações intrínsecas existentes entre as reacções álcalis-sílica e álcalis-silicato, estes dois tipos de reacção são frequentemente englobados num mesmo termo geral reacção álcalis-sílica (RAS).

A RAC, que é uma reacção que envolve a reacção dos iões hidroxilos e alcalinos com certos dolomitos argilosos<sup>7</sup>, é explicada por uma desdolomitização, ou seja uma decomposição do carbonato duplo de cálcio e magnésio no meio alcalino da solução do betão:

---

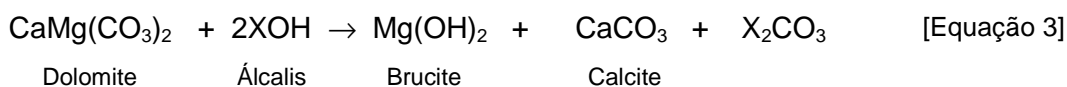
3 Rocha sedimentar de cores cinza a esverdeada devido aos minerais máficos e fragmentos de rocha que a compõe. O elemento característico do grauvaque é a matriz de granulometria fina, formada pelo intercrescimento de clorite e sericite e grãos do tamanho de silte de quartzo e feldspato.

4 Subdivisão do grupo dos silicatos. A estrutura cristalina apresenta camadas paralelas de que resulta clivagem basal perfeita. Pertencem a esta divisão as micas, clorites e cloritóides, talco, serpentina e a pirofilita, bem como minerais das argilas (caulinites, montmorilonóides e ilites).

5 Rocha metamórfica intermediária entre ardósia e xisto. Nos filitos, ao contrário das ardósias, o plano de xistosidade é bem definido e brilhante, determinado principalmente pela disposição de mica muscovítica e clorite.

6 Rocha sedimentar de granulação fina, constituída por argilas e minerais na fracção de silte, maciça, pouco ou não estratificada.

7 Os dolomitos são rochas sedimentares (superior a 50% de carbonatos), em que o carbonato duplo de cálcio e magnésio (dolomite) entra em quantidade superior à do carbonato de cálcio.



onde o X representa os iões sódio ou potássio.

A expansão, que se processa de forma muito rápida e com intensa fissuração ao fim de menos de 5 anos, pensa-se que esteja relacionada com a desdolomitização, essencialmente em resultado da absorção de água pelos minerais argilosos que ficam expostos no decorrer do processo (figura 3).

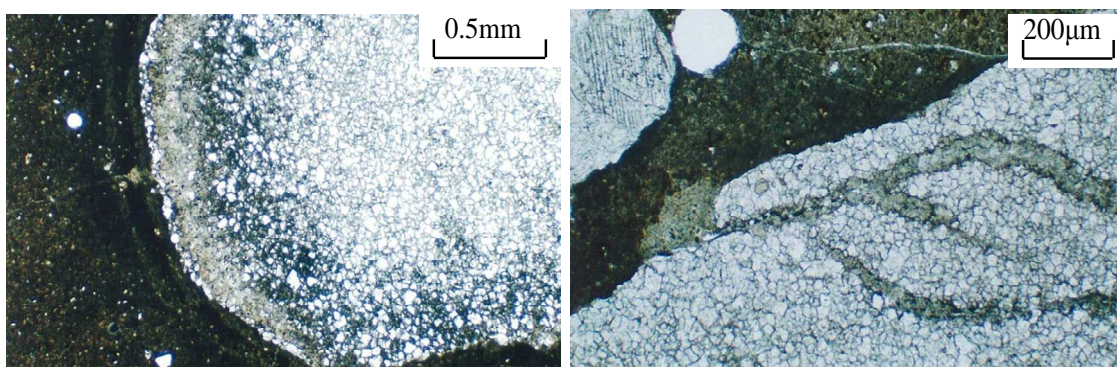


Figura 3 – Observação ao microscópio petrográfico de lâminas delgadas de betão, evidenciando o processo de desdolomitização através da ocorrência de orlas de alteração e de fissuras num agregado dolomítico.

A ocorrência de casos de degradação do betão por RAC, não sendo internacionalmente muito frequente, parece afectar sobretudo o Canadá e a China. Em Portugal apenas se conhece um caso em que se detectou um processo de desdolomitização associado a um ataque por sulfatos.

## 2.2. Factores condicionantes da RAS no betão

Os factores que promovem o desenvolvimento da RAS no betão são os seguintes:

- Alcalinidade suficientemente elevada da solução intersticial do betão.
- Existência de agregados reactivos com concentrações dentro duma gama crítica.
- Humidade elevada.

A RAS só ocorrerá quando se verificarem todas estas condições. Se algum dos factores não existir então não haverá degradação do betão e não terão que ser tomadas precauções especiais para prevenir a RAS. Assim, duma maneira ou doutra



todas as especificações que são propostas para evitar a deterioração por RAS procuram excluir pelo menos um dos três factores referidos.

### 2.2.1. Álcalis no betão

Em consequência da hidratação do cimento portland resulta uma solução intersticial no betão contendo essencialmente hidróxidos de cálcio, sódio e potássio. A concentração dos iões  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  e  $\text{OH}^-$  será dependente do teor de alcalinos<sup>8</sup> no cimento anidro. Os compostos alcalinos no clínquer são constituídos essencialmente por sulfatos alcalinos, aluminatos alcalinos e silicatos alcalinos. Os sulfatos alcalinos são facilmente solubilizados na água da amassadura, enquanto os dos aluminatos e dos silicatos são libertados lentamente durante o processo de hidratação.

De forma a caracterizar o risco da RAS associado ao teor de álcalis, tendo em conta a contribuição de cada um dos álcalis (sódio e potássio), o seu teor é expresso em termos de  $\text{Na}_2\text{O}$  equivalente que é calculado a partir da seguinte fórmula:

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O} \quad [\text{Equação 4}]$$

Em que 0,658 corresponde à razão entre as massas moleculares do  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{K}_2\text{O}$ .

Embora os álcalis no betão provenham essencialmente do cimento, deve atender-se que os álcalis de outras fontes, nomeadamente águas de amassadura, adições (cinzas volantes, escórias granuladas moídas, sílica de fumo, pozolanas naturais), agentes descongelantes, podem contribuir para a alcalinidade da solução intersticial. Os próprios agregados contendo minerais ricos em álcalis, como por exemplo os feldspatos e as micas, podem vir a contribuir para um aumento do teor de álcalis no betão.

Importa salientar que nem todos os álcalis no betão são utilizados no ataque à sílica reactiva, apenas os “álcalis activos”, isto é, aqueles que não ficam fixos na estrutura cristalina dos silicatos de cálcio hidratados ou nos próprios agregados, é que podem participar na RAS.

Relativamente à contribuição dos agregados em termos de álcalis activos, os trabalhos canadianos da Universidade de Laval confirmaram que quantidades significativas de

---

<sup>8</sup> No contexto da RAA é usual referir os iões alcalinos por álcalis, correspondendo essencialmente aos óxidos de sódio e potássio, respectivamente.

álcalis são libertadas ao longo do tempo para a solução intersticial do betão, e que essa contribuição é particularmente elevada para o caso de agregados de natureza granítica, atribuindo essa causa como responsável do aparecimento de casos de degradação por RAS em estruturas em que o cimento usado era de baixo teor em álcalis (inferior a 0,60%  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}}$ )

Esta denominação, que foi dada aos cimentos com um teor em álcalis inferior a 0,60%, expresso em  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}}$ , foi baseada em resultados obtidos em ensaios de expansão de barra de argamassa em que se concluiu da não existência de RAS nos casos em que o teor de álcalis no cimento não ultrapassava aquele limite. Este valor foi depois aceite nos Estados Unidos como o limite máximo a usar com agregados reactivos, e incluído na norma americana dos cimentos ASTM C 150.

No entanto, a melhor garantia para impedir a RAS será antes a de impor um valor limite para o teor de álcalis activos do betão já que um teor elevado de cimento no betão contribui com mais álcalis do que um betão com menos cimento do mesmo tipo (figura 4).

No intuito de impor um teor de álcalis que prevenisse a RAS no betão, a maioria dos países adoptou o valor limite de  $3,0 \text{ kg/m}^3$  de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}}$  de álcalis solúveis no betão. Porém, rapidamente se constatou, com a descoberta de RAS em betões que haviam satisfeito esse limite, da necessidade de incluir outro tipo de prevenção adicional. Nesse sentido as mais recentes recomendações definem diferentes valores limite em função da classe de reactividade dos agregados.

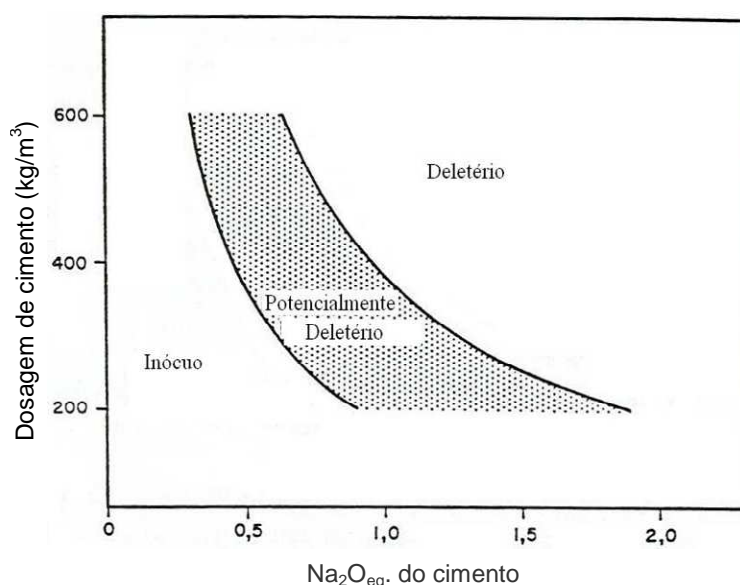


Figura 4 – Relação entre o teor de álcalis activos do cimento e a dosagem de cimento no betão, e o resultante potencial para a RAS.

### 2.2.2. Agregados reactivos

A segunda condição para a RAS no betão é a presença de agregados reactivos aos álcalis, que no caso da sílica reactiva pode ser muito variável, sendo em geral tanto maior quanto mais fina e mais desordenada for a estrutura cristalina.

Os agregados para betão podem ser originários de rochas ígneas<sup>9</sup>, metamórficas<sup>10</sup> ou sedimentares<sup>11</sup>. Muito embora várias listagens com os tipos de minerais e rochas potencialmente reactivos aos álcalis em agregados tenham sido publicadas (ver Quadro 1), é normal que agregados provenientes da mesma rocha, dada a sua diferente história geológica, possam apresentar diferentes reactividades potenciais. Assim, as metodologias utilizadas para detectar a reactividade dos agregados aos álcalis assentam essencialmente na realização de ensaios petrográficos complementados, ou não, com ensaios de expansão de prismas de argamassa ou de betão (LNEC E 461).

Um factor importante que determina a reactividade de alguns agregados é a proporção de sílica reactiva. É característico que, para uma dada quantidade de álcalis disponível e condições ambientais específicas, parece haver um teor mais desfavorável ou crítico de sílica reactiva disponível que conduz a uma expansão máxima. Em alguns casos verifica-se que, com formas de sílica muito reactivas, esta proporção crítica (por vezes designada de "péssimo") representa apenas alguns por cento do agregado, enquanto com formas de sílica menos reactivas aquele "péssimo" pode corresponder à totalidade do agregado. Atendendo a que a reacção entre os iões hidroxilo e a sílica reactiva é restringida à superfície do grão de agregado, o grau de expansão do betão será influenciado pela superfície específica do agregado e daí pela granulometria (figura 5) e em menor extensão pela sua forma e textura.

---

9 Rochas que cristalizaram a partir de um magma; podem ser classificadas de plutónicas (com tamanho de grão médio a grosseiro) ou vulcânicas (tamanho de grão mais fino).

10 Rochas que sofreram metamorfismo (transformações mineralógicas, texturais e estruturais) sob a acção de variáveis temperatura e/ou pressão e que foram reorganizadas texturalmente, estruturalmente e/ou mineralogicamente face a essas novas condições ou factores de metamorfismo.

11 Rochas constituídas pela acumulação de sedimentos clásticos, químicos e/ou biogénicos e que sofreu diagênese ou petrificação.

Quadro 1 - Principais rochas e minerais reactivos.

Rochas		Minerais reactivos aos álcalis
Ígneas	Granitos <sup>12</sup> Granodioritos <sup>13</sup>	Quartzo com rede deformada e apresentando uma extinção ondulante. Minerais feldspáticos alterados com juntas entre grãos abertas.
	Riolitos <sup>14</sup> Dacitos <sup>15</sup> Andesitos <sup>16</sup> Basaltos <sup>17</sup>	Presença de vidros siliciosos ou basálticos, tridimite, cristobalite, opala.
	Obsidianas <sup>18</sup> Tufos vulcânicos	Vidros ricos em sílica mais ou menos desvitrificados, por vezes microfissurados.
Metamórficas	Gnaisses <sup>19</sup> Mica-xistos <sup>20</sup>	Quartzo com extinção ondulante. Quartzo microcristalino de alteração, minerais feldspáticos e micáceos alterados.
	Quartzitos <sup>21</sup> Corneanas <sup>22</sup>	Quartzos associados a um cimento quartzoso e opalino. Presença de quartzo microcristalino, de extinção ondulante ou microfissurado. Presença de filossilicatos.
Sedimentares	Grauvaques Siltitos <sup>23</sup>	Opala, quartzo microcristalino
	Folhetos (shales) <sup>24</sup>	Calcedónia, opala.
	Calcários Calcários dolomíticos <sup>25</sup> Dolomitos	Presença de sílica do tipo opala em micronódulos ou difusa.

<sup>12</sup> Rocha plutónica de tamanho de grão grosseiro composta essencialmente por quartzo e feldspatos (K-feldspato predominando sobre feldspato Na-Ca plagioclásico), aos quais, frequentemente, associam-se, em quantidades bem menores, minerais máficos, como a biotite, ou félsicos como a moscovite.

<sup>13</sup> Rocha similar ao granito com mais feldspato plagioclásico do que potássico.

<sup>14</sup> Rocha vulcânica ácida equivalente ao granito mas de tamanho de grão fino.

<sup>15</sup> Rocha vulcânica ácida de cores cinza médio até escuro, com 63 a 68% SiO<sub>2</sub>, plagioclásio oligoclásico a andesina predominante nos feldspatos, frequentemente porfírica com feldspato e/ou piroxênio/anfibólio associados como fenocristais e na matriz.

<sup>16</sup> Andesito é o equivalente vulcânico do diorito, calcialcalina, de cores cinza a cinza escuro, composta essencialmente por feldspatos.

<sup>17</sup> Rocha vulcânica escura de grão fino, frequentemente com textura micro ou criptocristalina, composta essencialmente por plagioclase básica (anortite superior a 50%) e piroxenas.

<sup>18</sup> Rocha ígnea formada durante o arrefecimento rápido da lava e composta somente por vidro com alto teor de sílica.

<sup>19</sup> Rocha metamórfica essencialmente quartzo-feldspática e de grão frequentemente médio a grosso.

<sup>20</sup> Rocha que deriva, frequentemente, de pelitos (rocha detrítica cujos componentes principais são da fracção argilosa e do silte e que se originam pela litificação de lamas.), representando um grau mais elevado de metamorfismo do que a ardósia e o filito.

<sup>21</sup> Rocha metamórfica cujo componente principal é o quartzo (superior a 75% como ordem de grandeza).

<sup>22</sup> Rochas muito duras que apresentam normalmente uma textura fina constituída por grãos equidimensionais, sem qualquer orientação preferencial

<sup>23</sup> Os siltitos são rochas sedimentares de grão muito fino, entre 4 µm e 64 µm, e constituídos essencialmente por quartzo, feldspatos, micas e argilas.

<sup>24</sup> Rocha sedimentar clástica muito fina, argilosa a siltico-argilosa com óptima estratificação, finamente laminada.

<sup>25</sup> Rocha sedimentar em que a proporção de dolomite pode variar entre 50 a 90% .

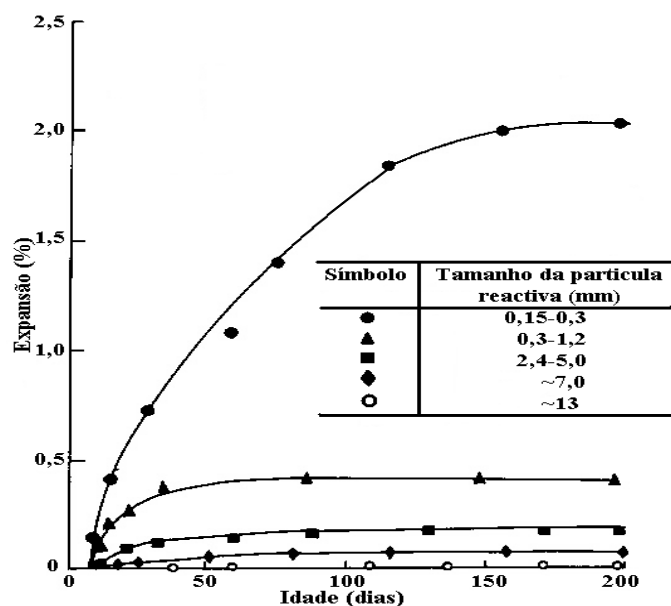


Figura 5 – Influência do tamanho da partícula reactiva na expansão por RAS.

### 2.2.3. Humidade elevada

A água parece desempenhar um duplo efeito na RAS: como agente reactivo, a água influencia a velocidade de expansão no momento da formação dos produtos da reacção, e como meio reaccional, para assegurar o transporte das diferentes espécies reactivas.

Vários trabalhos em laboratório têm referido que os valores críticos de humidade relativa (HR) para que a RAS ocorra no betão deverão ser superiores a 80 – 85 %. No entanto, vários estudos, como os realizados por Olafsson, vieram mostrar que o limite dos 80% de HR desce com o aumento da temperatura, tendo observado expansões significativas para valores de 70% de HR a 38° C. Também parece haver uma relação entre o teor de álcalis e a HR necessária para o desenvolvimento da RAS, pois constatou-se para uma mesma composição de betão que o aumento no teor de álcalis necessita duma menor HR para desencadear a RAS.

Resultados da avaliação da HR em estruturas afectadas por RAS revelaram que a profundidades superiores a 10 cm quaisquer que sejam as condições climatéricas exteriores, excepção feita a climas desérticos, a HR é superior a 80%.

A ideia de que a expansão por RAS não está necessariamente dependente do ingresso de água, mas que aquela pode ocorrer em resultado da humidade existente no interior do betão, é suportada pelo aparecimento de fissuração em zonas secas por oposição a zonas que estão permanentemente imersas. No entanto, uma vez que a reacção tenha ocorrido e se tenha formado suficiente gel, qualquer aumento na

humidade poderá conduzir a uma rápida expansão e conseqüente fissuração. Por esta razão os ciclos molhagem-secagem podem ser particularmente perigosos para uma estrutura.

Todas as estruturas de betão devem ser consideradas susceptíveis à RAS, com excepção dos betões que por si mesmos conseguem regular a humidade interna para um valor inferior a 80%, e estarem permanentemente protegidos das condições atmosféricas e de outras fontes de humidade.

### **2.3. Medidas preventivas da RAS**

As medidas preventivas da RAS assentam no pressuposto da necessidade de se eliminar pelo menos uma das condições necessárias para que esta reacção expansiva não ocorra no betão. Essas condições são: presença de agregados reactivos em quantidade suficiente, alcalinidade elevada na solução intersticial do betão e humidade elevada. Este capítulo apresenta uma panorâmica da situação relacionada com a avaliação e controlo de cada uma destas condicionantes da RAS, bem como da utilização de aditivos químicos – sais de lítio – que visam modificar as propriedades expansivas do gel da RAS.

#### **2.3.1. Emprego de agregados não reactivos**

Uma das formas de evitar a RAS passa naturalmente pela utilização de agregados não reactivos aos álcalis, pelo que é necessário dispor de metodologias fiáveis para se avaliar a reactividade aos álcalis de agregados para betão.

Uma análise baseada apenas nos aspectos litológicos não oferece uma suficiente garantia de que um determinado agregado possa, ou não, ser considerado reactivo aos álcalis. O conceito de reactividade de um agregado ou mistura de agregados relativamente à RAS é, geralmente, definido a partir do resultado que é obtido pelo agregado em ensaios de caracterização petrográfica<sup>26</sup>, ou a partir do comportamento de provetes de argamassa ou betão em ensaios de expansão, estando associado com a maior ou menor presença de espécies minerais reactivas aos álcalis.

A análise petrográfica, sendo uma técnica que requer obrigatoriamente conhecimentos geológicos de base, está porém muito dependente da experiência do observador. Geólogos que não tenham conhecimento ou experiência da degradação do betão

---

<sup>26</sup> A petrografia refere-se ao estudo macro e microscópico das rochas e seus minerais, definindo as texturas e estruturas, a mineralogia e a classificação da rocha.

raramente produzem relatórios de observações petrográficas úteis. Raros são também os países que têm sistemas de qualificação de laboratórios que efectuam análises petrográficas, por exemplo, na província de Ontário no Canadá, num dos países onde a RAS é bem conhecida, existem apenas 5 laboratórios reconhecidos. Uma outra condicionante que contribui para esta situação é a grande diversidade de significados, umas vezes sinónimos outros contraditórios, dados aos minerais ou às rochas nos diferentes países e, por vezes, mesmo dentro do próprio país.

Em termos de prioridades, na generalidade das recomendações internacionais para a prevenção da RAS, a análise petrográfica é ainda referida como o primeiro ensaio a realizar para a avaliação da reactividade aos álcalis dum agregado para betão. No entanto, e apesar dos esforços feitos nos últimos anos no sentido de se ultrapassarem algumas das limitações da aplicação da técnica, subsistem muitas incertezas acerca da sua utilidade em termos da classificação da reactividade dum agregado. A primeira dificuldade que é colocada à análise petrográfica é no estabelecimento dum critério de não reactividade, o qual é baseado num teor limite para a quantidade de espécies reactivas identificadas. Também neste aspecto não há ainda um consenso internacional. Países como a Dinamarca, França e Alemanha apresentam como valor limite de reactividade dum agregado a existência de mais de 2% de espécies reactivas, enquanto a grande maioria dos países não apresenta qualquer limite, apenas referindo a necessidade de se realizarem outros ensaios complementares quando é detectada a presença de constituintes reactivos.

O método acelerado de barra de argamassa, originalmente proposto em 1986 na África do Sul, é talvez o ensaio mais em voga actualmente e o que tem sido mais utilizado e discutido, tendo sido adoptado nas normas americanas com a designação de ensaio ASTM C 1260. Os prismas de argamassa utilizados neste ensaio são fabricados, em termos gerais, de maneira semelhante aos do ensaio da norma portuguesa NP 1381. Após desmoldagem, os prismas são colocados em água a 23<sup>o</sup> C e introduzidos numa estufa a 80<sup>o</sup> C. Passadas 24 horas é feita a medida inicial (valor zero) de cada provete, sendo depois introduzidos numa solução de hidróxido de sódio 1N a 80<sup>o</sup> C onde permanecem 14 dias, sendo realizadas nesse período 4 medidas de expansão. O agregado é considerado reactivo se a expansão aos 14 dias for superior a 0,20%. Se o resultado aos 14 dias estiver compreendido entre 0,10% e 0,20%, é aconselhado que se prolongue o ensaio até aos 28 dias, e classificar o agregado de reactividade aos álcalis duvidosa se a expansão aos 28 dias não ultrapassar o valor de 0,20%.

A RILEM também adoptou já este ensaio, com a designação de AAR-2, como um dos métodos de qualificação da reactividade aos álcalis de agregados para betão.

De acordo com os limites do ensaio ASTM C 1260 resulta que qualquer agregado que apresente um resultado superior a 0,10% aos 14 dias, e na ausência de informações locais sobre a sua utilização, deva ser considerado como potencialmente reactivo aos álcalis. Esta situação tem levantado muitas críticas por parte de produtores, e também por parte essencialmente dos países de expressão francófona, incluindo o Canadá, que advertem que este método é muito severo conduzindo à rejeição de muitos agregados que nunca levaram ao desenvolvimento da RAS. Para esta facção, este ensaio não deve ser utilizado para rejeitar agregados a não ser em situações em que o resultado da análise petrográfica confirme o resultado do ensaio ASTM C 1260, devendo no caso contrário ser efectuados ensaios de expansão de betão para confirmar a reactividade do agregado. Igualmente, tem-se verificado em algumas situações de agregados que contêm mais de 2% (em massa) de cherte<sup>27</sup> poroso ou com agregados da família dos granitóides, que este ensaio não evidencia a reactividade do agregado.

Apesar das críticas e de algumas limitações ao seu uso, o método acelerado da barra de argamassa (ASTM C 1260 ou AAR-2) tem demonstrado ser muito útil já que permite reconhecer agregados muito reactivos em apenas 2 semanas, permitindo detectar uma proporção significativa de agregados não reactivos. Este ensaio é por isso considerado como uma ferramenta importante na decisão, estando normalmente incluído nas principais metodologias de caracterização da reactividade aos álcalis de agregados para betão.

A maioria dos autores e das recomendações internacionais para a RAS são unânimes em considerar que a avaliação da reactividade aos álcalis dum agregado para betão deve incluir, quando o agregado foi anteriormente considerado de reactivo por análise petrográfica e pelo método acelerado da barra de argamassa, a avaliação do seu desempenho num ensaio de betão. Esta metodologia visa, por um lado, aproximar mais a caracterização em laboratório com a realidade prática da utilização dum determinado agregado no betão e, por outro, permitir que agregados que haviam sido considerados reactivos, quando misturados com outros não reactivos, possam vir a ser utilizados. Esta abordagem tem a vantagem de permitir fazer uma gestão mais racional e sustentada dos recursos naturais.

---

<sup>27</sup> Rocha sedimentar química, biolítica (carapaças de diatomáceas, de radiolários ou espículas de esponjas) ou vulcanoquímica, densa, dura, maciça ou acamadada, semivítrea de cores normalmente cinza, preta ou branca e cujo constituinte principal é a sílica amorfa e quartzo microcristalino.



O ensaio de prisma de betão, originalmente desenvolvido no Canadá, consiste em avaliar o comportamento de um agregado grosso ou fino, ou a mistura de agregados, em provetes prismáticos de betão de dimensões 7,5 cm x 7,5 cm x 25 ± 5 cm. Os provetes são confeccionados com um cimento de elevado teor em álcalis, normalmente superior a 0,9% Na<sub>2</sub>O<sub>eq.</sub>, ajustando depois o teor de álcalis com a adição de hidróxido de sódio à água de amassadura, para atingir um teor de 1,25% Na<sub>2</sub>O<sub>eq.</sub>, relativamente à massa de cimento. Os provetes, depois de desmoldados, são conservados durante 12 meses numa câmara a 38° C e com HR superior a 95%, efectuando-se medidas de expansão a idades definidas, sendo o agregado considerado reactivo se o valor de expansão aos 12 meses for superior a 0,04% (ASTM C 1293 ou RILEM AAR-3).

No ensaio AAR-3 é possível usar 3 combinações de agregados: (i) areia e brita do mesmo agregado em análise, (ii) areia do agregado em análise com uma brita dum agregado não reactivo e (iii) brita do agregado em análise com uma areia dum agregado não reactivo. No ensaio ASTM C 1293, apenas é prevista as duas últimas combinações do ensaio RILEM.

O ensaio AAR-4, é semelhante ao ensaio AAR-3 com excepção da temperatura do ensaio, que passa dos 38° C para 60° C, e da duração, que é reduzida de 1 ano para 3 meses. Está prevista a publicação durante o ano de 2010 duma especificação LNEC com a descrição do modo operatório do ensaio e dos limites para a avaliação da reactividade.

A avaliação da reactividade aos álcalis dum agregado não pode ser realizada com base nos aspectos litológicos nem, para a maioria das situações, apenas com recurso a um determinado método de ensaio. Esta avaliação deve ser efectuada de uma forma integrada, privilegiando sempre a não rejeição dum determinado agregado com base apenas no resultado de um único ensaio. Seguindo o que de mais recente tem sido publicado sobre esta temática, o LNEC na Especificação E461, apresentou uma metodologia de caracterização da reactividade aos álcalis de agregados para betão, que foi ao encontro desta preocupação.

De acordo com esta metodologia os agregados são classificados em 3 classes de reactividade: classe I – agregado não reactivo; classes II e III – agregados potencialmente reactivos, sendo os da classe III mais reactivos que os da classe II. No entanto, de acordo com a E 461, os agregados que sejam classificados como pertencentes às Classes II ou III poderão ainda vir a ser empregues em betão quando, por exemplo, misturados com outros agregados a mistura for considerada não

reactiva, ou quando utilizado numa composição particular de betão o ensaio de prisma de betão (AAR-3 ou AAR-4) confirmar a não reactividade da composição.

### 2.3.2. Redução da alcalinidade da solução intersticial do betão

A redução do teor de álcalis da solução intersticial do betão pode ser realizada de diferentes formas:

- Controlando o teor de álcalis do betão;
- Utilizando um cimento de baixo teor de álcalis<sup>28</sup>;
- Utilizando no betão adições minerais do tipo II, em quantidade considerada suficiente.

Usualmente a principal fonte de álcalis para o betão é a proveniente do cimento, pelo que o teor de álcalis do betão é obtido a partir do teor de álcalis do cimento (expresso em  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ .) multiplicado pela dosagem de cimento e a adição de um factor que traduza o teor proveniente de outros constituintes. O controlo deste teor pressupõe que os fabricantes ou fornecedores de cimento num determinado país certifiquem para um determinado cimento o teor médio de álcalis e a sua variabilidade. Esta medida é já utilizada em vários países (por exemplo, em França e no Reino Unido) como fazendo parte do processo de controlo e normalização do betão. Em alternativa, deverão ser os utilizadores a recorrerem a um laboratório independente para a realização da análise do teor de álcalis do cimento.

Para além do cimento deverão ser consideradas outras fontes de álcalis para o betão, nomeadamente, as provenientes de agregados, de adições pozolânicas, de adjuvantes e da água de amassadura.

A Especificação LNEC E 461 recomenda que o teor de álcalis do betão seja igual à soma do teor de álcalis dos seus constituintes, excluindo as cinzas volantes e as escórias granuladas de alto-forno se utilizadas em percentagem superior a 30% do total do ligante.

Mais problemática é ainda a situação relacionada com a contribuição dos álcalis dos agregados no cálculo global do betão. Esta discussão passou a ter mais relevância com a descoberta de vários casos de degradação de estruturas por RAS, onde o cimento utilizado era de baixo teor de álcalis ou o teor de álcalis do betão era inferior a

---

<sup>28</sup> Um cimento de baixo teor de álcalis é um cimento que tem um teor total em álcalis inferior a 0,6%  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ .

3,0 kg/m<sup>3</sup>, em que ficou demonstrado que a degradação ocorrida estava relacionada com a libertação de álcalis dos próprios agregados. Neste sentido foram realizados diversos ensaios, com diferentes meios de ataque, para avaliar a contribuição de diferentes tipos de agregados em termos de álcalis, tendo-se obtido resultados surpreendentes – quadro 2.

Quadro 2 – Teores de álcalis libertados por diferentes tipos de agregados após 1,5 anos em solução de 0,7N de NaOH ou KOH

Agregado	Álcalis libertados <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> O <sub>eq.</sub> )	Agregado	Álcalis libertados <sup>1</sup> (kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> O <sub>eq.</sub> )
Granito	3,4	Calcário dolomítico	1,1
Diorito	3,3	Dolomito	2,4
Tufo riolítico	1,5	Ardósia	1,1
Andesito	1,9	Grauvaque	2,7
Calcário puro	0,4	Arenito	0,2
Calcário silicioso	0,3	Quartzito	0,1

<sup>1</sup> Baseado numa dosagem de agregado de 1850 kg/m<sup>3</sup>.

Estas recentes constatações levaram a que, por exemplo, no Canadá se limitasse o teor de álcalis do betão para valores entre 1,7 e 3,0 kg/m<sup>3</sup> de Na<sub>2</sub>O<sub>eq.</sub>, de acordo com o tipo e grau de reactividade do agregado, e as condições de exposição da estrutura.

A recomendação da RILEM sobre esta questão é de que, salvo alguma evidência nacional em contrário, o teor de álcalis dos agregados não deve ser incluído no cálculo do teor de álcalis do betão.

O emprego de cimentos de baixo teor de álcalis, como forma de prevenir a RAS no betão, tem vindo nos últimos anos a perder importância, pela descoberta de estruturas degradadas pela RAS onde esse tipo de cimento fora usado, e devido ao elevado custo e dificuldade na sua obtenção. Igualmente, esta medida pode vir a não ser eficaz em situações em que é necessário fabricar betões com elevadas dosagens de cimento, ou quando podem existir outras fontes internas ou externas que possam vir a aumentar o teor de álcalis do betão.

A utilização de adições tipo II no betão, como adição ou em ainda em substituição do cimento, para o controlo da alcalinidade da solução intersticial do betão, é um tema já com alguns anos de grande discussão e controvérsia. Parece que existe alguma

unanimidade no conceito de que estes materiais podem ser eficazes na prevenção da RAS. No entanto, a sua variabilidade, a nível internacional e por vezes nacional, não tem permitido a adopção duma recomendação internacional.

A Especificação LNEC E 461, elaborada com base em trabalho realizado a nível nacional e a partir de dados publicados pela RILEM nos últimos anos, recomenda a utilização dos seguintes teores de adições: superior a 10% se só for utilizada sílica de fumo, superior a 30 % se só forem utilizadas cinzas volantes siliciosas e superior a 50 % se só for utilizada escória granulada de alto forno moída.

Para além das cinzas volantes, sílica de fumo e escória granulada de alto-forno, nos últimos anos tem também vindo a ser referida, como efectiva no controlo e prevenção da RAS, a utilização do metacaulino. O grupo de trabalho da RILEM (TC 191-ARP) reflectindo esta tendência internacional apresenta como valor de referência, um teor mínimo de 15% para o metacaulino (para teores de SiO<sub>2</sub> superior a 45%).

### **2.3.3. Controlo da humidade do betão**

Dado que é necessário um determinado teor de humidade (superior a 75-80%) no betão para desencadear a RAS, qualquer método que previna o acesso da água a betões com agregados reactivos, pode limitar o risco de desenvolvimento da RAS. Nesses métodos incluem-se equipamentos, condutas ou soluções de projecto da estrutura de betão que evitem a acumulação da água, ou ainda a aplicação de revestimentos por pintura ou revestimentos selantes. De salientar que todos estes sistemas deverão ser considerado na fase de projecto.

Numa publicação recente do LCPC referente à gestão de estruturas afectadas por reacções expansivas internas (RAS e RSI), onde são apresentados vários exemplos de soluções de tratamento aplicadas em estruturas afectadas por estas reacções, ressalta que a melhor solução nestes casos passa por restabelecer sistemas de drenagem das águas pluviais defeituosos e posteriormente aplicar um revestimento estanque. Em todo o caso é salientado que estas soluções estão longe de constituir um tratamento definitivo, apenas permitindo retardar a progressão das reacções.

### **2.3.4. Modificação das propriedades expansivas do gel da RAS**

A utilização de sais de lítio para prevenir a RAS foi reportada por McCoy and Caldwell em 1951, tendo ensaiado mais de 100 compostos diferentes, incluindo sais metálicos, ácidos, produtos orgânicos, proteínas e adjuvantes. Os resultados mostraram que os mais prometedores candidatos na supressão da RAS eram sais de lítio

(nomeadamente, cloreto, carbonato, fluoreto, silicato, nitrato e sulfato de lítio). Durante mais de 40 anos poucos estudos foram realizados para avaliar a eficácia destes compostos. No entanto, nos últimos 10 anos tem havido um ressurgimento do interesse na aplicação destes compostos com a publicação de vários artigos em revistas e congressos.

O mecanismo pelo qual os sais de lítio reduzem a expansão ainda não está totalmente esclarecido, embora tenham sido propostas varias hipóteses para explicar o efeito do lítio, nomeadamente: o ião lítio altera a composição do gel da RAS, resultando num produto menos expansivo; a redução da dissolução da sílica; a redução da polimerização da sílica e dos silicatos; e a redução das forças repulsivas entre as partículas coloidais de gel.

Um relatório da Federal Highway Administration dos Estados Unidos da América, sobre a utilização do lítio na prevenção ou mitigação da RAS no betão apresenta um estado da arte sobre a utilização deste produto no betão, onde é feita referência a uma recomendação elaborada em 2002 pelo Building Research Establishment do Reino Unido que apresenta as dosagens mínimas de sais de lítio a utilizar no betão com agregados reactivos. O nitrato de lítio é o sal de lítio recomendado, e a sua dosagem está dependente da reactividade dos agregados – quadro 3. Estas mesmas dosagens foram também transcritas pela RILEM e incluídas na Especificação LNEC E 461.

Quadro 3 – Dosagens mínimas numa solução a 30% de nitrato de lítio

<b>Classe de reactividade dos agregados</b>	<b>Dosagem (kg) de <math>\text{LiNO}_3</math> (a 30%) por kg de <math>\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}</math>. no betão</b>
Classe III	5,95
Classe II	3,75

#### **2.4. Manifestação da RAS no betão**

A obtenção de informações sobre o estado do betão numa estrutura degradada e um diagnóstico correcto das causas da sua deterioração poderá contribuir para uma definição atempada dos procedimentos de manutenção/reparação mais adequados e para a adopção de medidas preventivas de minimização dos riscos do prosseguimento de reacções expansivas.

As zonas das estruturas mais sensíveis ao desenvolvimento da RAS (ou da RSI) são aquelas que estão mais expostas às intempéries (ex: com orientação norte-sul, vigas de bordadura, capiteis, etc.), em contacto com a água (ex: maciços e base dos pilares,

partes dos tabuleiros expostas às infiltrações ou condensações, etc.) ou em contacto com os solos (ex: muros testa, pilares, embasamentos, etc.).

A principal evidência associada à deterioração do betão por RAS é a fissuração à superfície do betão, a qual estará mais ou menos pronunciada conforme o grau de humidade existente no betão. No betão não armado essa fissuração apresenta vulgarmente uma distribuição aleatória das fissuras (figura 6). Este tipo de fissuração irregular é muito comum em estruturas afectadas por RAS sendo muitas vezes referenciada, usando a terminologia inglesa, por “map-cracking”. A medida da abertura das fissuras é variável de acordo com o grau de extensão das reacções, podendo atingir nalguns casos a ordem de alguns milímetros. A profundidade de fissuração pode ser apreciável, chegando mesmo nalguns casos a atravessar na totalidade o elemento afectado.



Figura 6 – Fissuração tipo “map-cracking” no pavimento do coroamento numa barragem.

No betão armado, as forças expansivas internas encontram-se restringidas pelas armaduras, o que origina uma fissuração que pode estar direccionada segundo uma ou duas direcções. A fissuração orientada segundo uma direcção ocorre devido ao facto dos esforços de compressão se oporem à expansão interna, originando fissuras orientadas preferencialmente segundo a direcção desses esforços (figura 7). A fissuração orientada segundo duas direcções ocorre sobretudo em elementos com armaduras com recobrimentos muito diminutos, em que a fissuração vai corresponder à distribuição da malha de armaduras (figura 8).



Figura 7 – Fissuração orientada segundo as armaduras principais num arco e num pilar duma ponte.

Outros sinais, quando acompanhados pela existência duma fissuração tipo “map-cracking”, podem advertir para a ocorrência de RAS, nomeadamente, o fecho de juntas de dilatação, a existência duma flecha importante, o empolamento diferencial do betão em torno duma fissura, ruptura de armaduras, desagregação do betão, coloração dos paramentos – figura 9, presença de pequenas crateras (“pop-outs”) no fundo das quais é visível um agregado ou um produto esbranquiçado, aparecimento de exsudações ao longo das fissuras.



Figura 8 – Fissuração orientada segundo as direcções das armaduras num pilar duma ponte.



Figura 9 – Descoloração do paramento dum maciço dum pilar numa ponte.

Se a observação visual do betão fizer suspeitar da ocorrência de RAS, a metodologia a seguir para confirmar esse diagnóstico preliminar incluirá várias fases, incluindo recolha de informações sobre os constituintes do betão, extracção de amostras em várias zonas da estrutura e realização de ensaios em laboratório.

Todas as informações relacionadas com a construção da estrutura deverão ser obtidas, nomeadamente a data de construção, diagramas com a localização e tipo de armaduras, composição do betão, origem dos materiais, relatórios de anteriores inspecções ou intervenções, e particularmente as datas referentes ao aparecimento dos primeiros sinais de degradação.

A amostragem, por extracção de carotes de localizações específicas da estrutura para posterior observação e ensaios em laboratório, é uma das mais importantes fases do diagnóstico. O número de amostras necessário está directamente dependente do tipo e complexidade da estrutura, devendo normalmente seleccionar-se 3 zonas em cada estrutura (laje, pilar, fundação, etc.) representativas de betão são, moderadamente degradado e bastante degradado, e de cada zona retirar-se pelo menos uma carote. Geralmente, obtém-se um diagnóstico mais representativo realizando poucos ensaios num grande número de amostras, que a situação inversa. As amostras depois de extraídas devem de imediato ser protegidas em sacos plásticos fechados, de forma a prevenir a secagem e carbonatação.

As amostras em laboratório são examinadas e fotografadas. Situações relacionadas com o incorrecto condicionamento das amostras devem ser também registadas, já que



a secagem poderá influenciar a extensão da carbonatação e isso afectar a subsequente expansividade do gel da RAS.

O exame das amostras deverá permitir também registar o diâmetro e comprimento de cada carote, tipo(s) de agregado(s) e aspectos particulares, como presença de fissuras, poros preenchidos, zonas húmidas, orlas nos agregados, etc. – figura 10. Sempre que possível a observação visual das amostras deverá ser complementada – figura 11 – com a observação à lupa binocular (ampliações em geral até 60x). Esta observação permitirá também ajudar na selecção de provetes para ensaios de caracterização mineralógica por difractometria de raios X, e de caracterização microestrutural por observação ao microscópio de luz polarizada ou ao microscópio electrónico de varrimento.

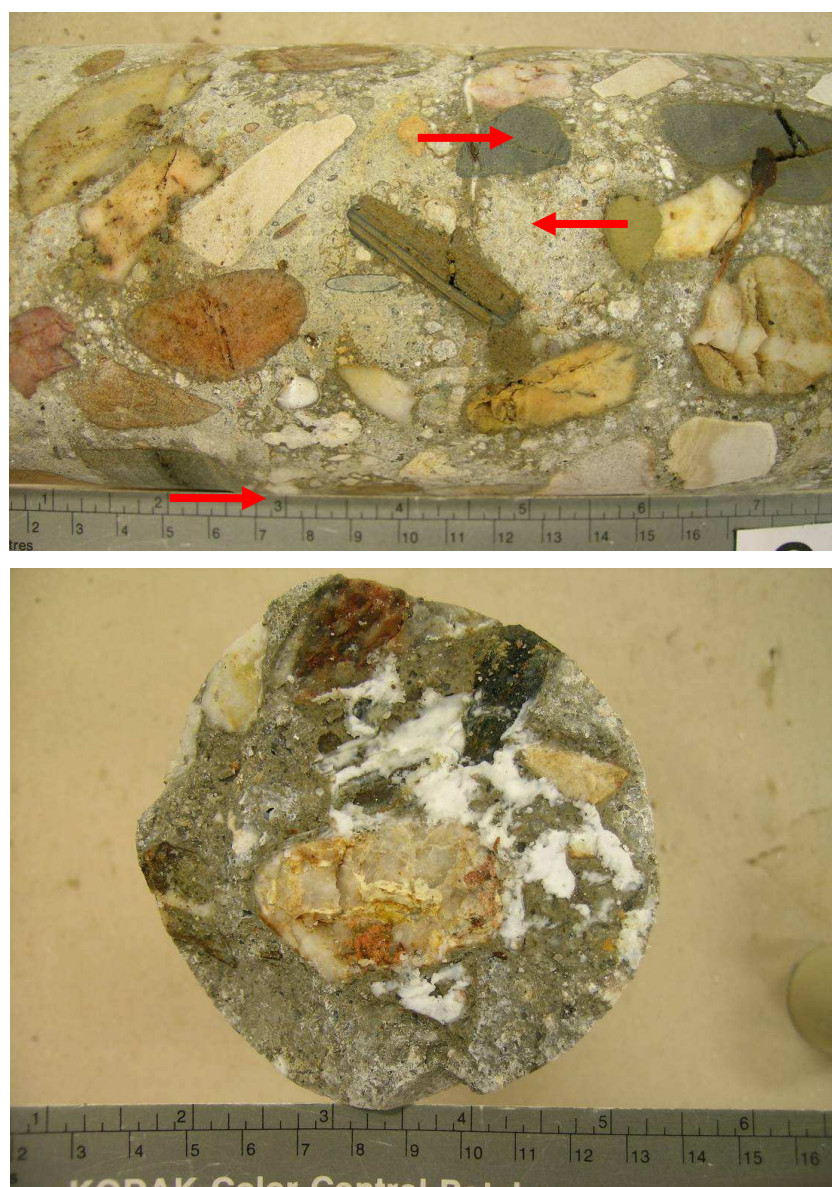
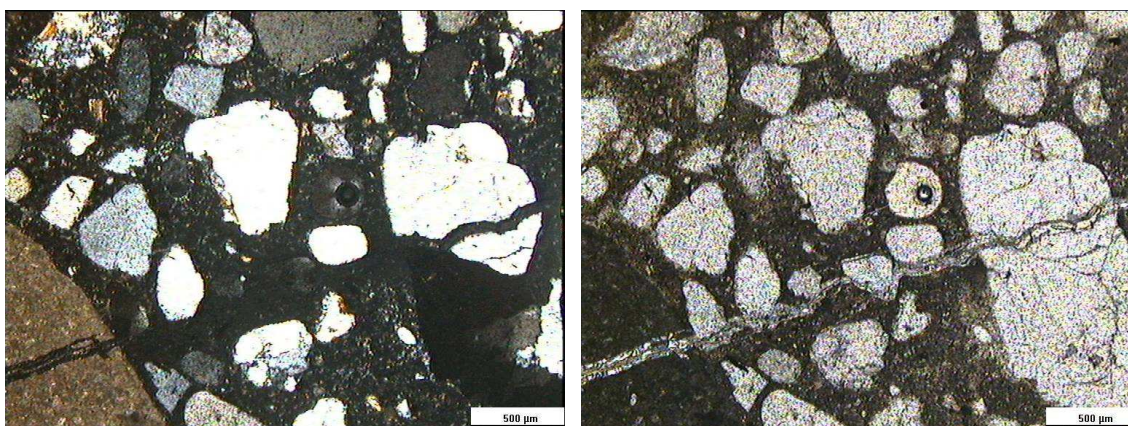


Figura 10 – Carote de betão em que são visíveis fissuras e poros preenchidos por produtos brancos.



Figura 11 – Observação à lupa binocular e um poro recoberto de gel com uma morfologia botrioidal típica de alguns dos gels da RAS.

A análise microscópica (petrografia e MEV/EDS) de provetes de betão é, provavelmente, a metodologia mais segura de confirmar a presença da RAS e o seu grau de desenvolvimento. Esta análise além de detectar a presença de morfologias típicas de produtos da RAS – figuras 12 e 13, permite avaliar a presença, ou não, de eventuais produtos decorrentes de outros processos de degradação do betão.



a)

b)

Figura 12 – Imagens ao microscópio petrográfico em (a) polarizadores paralelos e (b) cruzados que mostram uma fissura preenchida por gel RAS atravessando partículas de agregados.

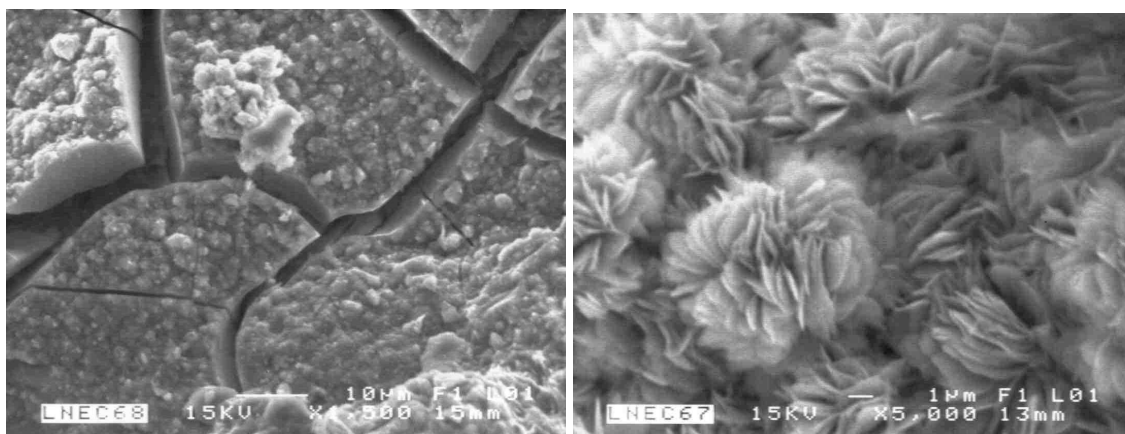


Figura 13 – Morfologias ao MEV de geles amorfos e produtos cristalinos do tipo roseta decorrentes da RAS no betão.

No caso de ser confirmada a ocorrência de RAS, segue-se a fase do prognóstico da evolução futura da reacção. A selecção dos ensaios deverá servir como um complemento aos ensaios de diagnóstico e poderá incluir:

- Determinação do teor de álcalis solúveis: fornece informação acerca do potencial remanescente em álcalis presentes no betão;
- Ensaios para confirmação da reactividade dos agregados: inclui a realização de ensaios de expansão de carotes de betão ou de ensaios de expansão específicos para agregados, por exemplo a partir de agregados retirados da pedreira utilizada para a construção;
- Ensaios de reactividade residual aos álcalis de carotes de betão: este ensaio constitui um elemento de diagnóstico da RAS, bem como de prognóstico sobre a possível evolução futura da RAS no elemento de betão do qual foi extraída a carote na estrutura.
- Ensaios físicos de carotes de betão: podem incluir ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, absorção de água e permeabilidade.

Feito o diagnóstico da ocorrência de RAS numa determinada estrutura, a gestão futura desta deverá preferencialmente englobar a instalação dum sistema de observação adequado para se avaliar a evolução das reacções, nomeadamente através do acompanhamento da evolução da fissuração ou por medida regular das deformações globais da estrutura. Um procedimento deste tipo é seguido já em Portugal para algumas barragens.

### 3. REACÇÃO SULFÁTICA INTERNA NO BETÃO

#### 3.1. As reacções sulfáticas nos betões

A degradação do betão pelos sulfatos é conhecida desde há cerca de um século. Poderia pensar-se que este tipo de patologia no betão estaria em regressão graças a uma adequada selecção dos materiais, nomeadamente pelo tipo de cimento a utilizar. No entanto, estruturas e peças de betão ainda são afectadas por uma actividade sulfática, cuja origem é por vezes atribuída aos constituintes usados no fabrico do betão. Esta patologia é por isso denominada por reacção sulfática de origem interna.

Ao contrário das reacções sulfáticas mais clássicas onde os sulfatos atacam o betão a partir do exterior, provocando uma degradação progressiva desde a superfície para o interior da peça, a reacção sulfática de origem interna afecta o conjunto do betão sem ter necessidade de uma fonte externa de sulfatos. Esta reacção provoca a expansão do material, originando a nível macroscópico a fissuração da estrutura. A origem da expansão é atribuída à formação de etringite secundária que apresenta, sob certas condições termodinâmicas, propriedades expansivas.

Uma das fontes internas pode provir da remobilização dos sulfatos inicialmente contidos na matriz cimentícia, consecutiva a um aquecimento excessivo do betão nas primeiras idades. Fala-se neste caso de formação de etringite retardada. Este fenómeno é conhecido desde há uma dezena de anos, e tem sido encontrado em betões de composição particularmente sensível, expostos a um ambiente propício (humidificação frequente) e tendo sofrido um tratamento térmico relativamente elevado (> 65°C) ou tendo atingindo temperaturas equivalentes por outra razão (peças maciças de betão, betonagem em período estival, etc.).

Estas degradações foram observadas principalmente sobre elementos de betão pré-fabricados (travessas de caminhos de ferro, tubos, postes de iluminação...) e sobre peças maciças de pontes de betão betonadas in-situ.

Numerosos factores influenciam a formação de etringite retardada: os constituintes do betão, nomeadamente o tipo de agregados, o tipo de cimento, a razão água/cimento (A/C), as adições minerais, mas também as condições nas quais são expostos os betões: temperatura, humidade, etc.

Os meios mais agressivos para o betão são principalmente os salinos e muito frequentemente os sais de sulfatos.

Os sulfatos representam um risco elevado de reacção química para o betão. Segundo um inquérito da OCDE realizado em 1989, o ataque por sulfatos é a segunda causa de degradação assinalada em 800 000 pontes no mundo.

As fontes de sulfatos são múltiplas, podendo ser de origem externa ou interna ao betão (figura 14).

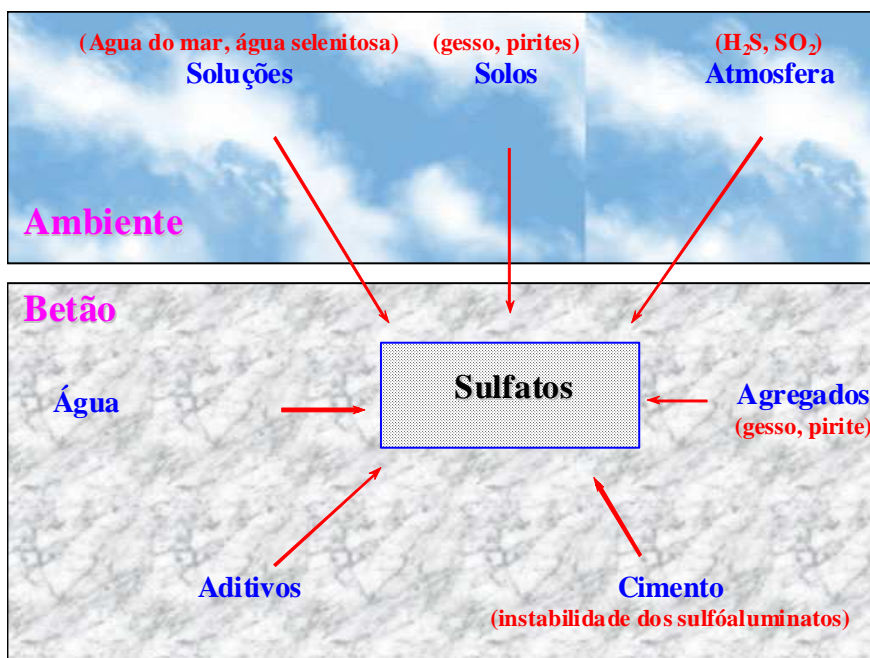


Figura 14 – As diferentes fontes de sulfatos para o betão.

### 3.2. As fontes externas de sulfatos

Os sulfatos podem ser de origem natural, biológica ou provir da poluição doméstica e industrial.

Estão naturalmente presentes nos solos onde constituem um elemento nutritivo importante das plantas. A concentração é habitualmente bastante fraca. Varia em média entre 0,01 e 0,05% do solo seco. No entanto, não é raro encontrar valores muito mais elevados (superiores a 5%) em certas regiões onde o subsolo contém gesso (CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O) – é o caso da bacia parisiense, por exemplo.

Os sulfatos presentes nos solos podem também provir da decomposição biológica aeróbia de substâncias orgânicas contendo enxofre: adubo, plantas à superfície do solo, etc. O sulfato de amónio, particularmente agressivo, resulta da utilização intensiva dos adubos na agricultura.

Nos ambientes industriais (indústria química, fabrico dos adubos, fotografia...), a poluição das águas subterrâneas pode conduzir a concentrações muito superiores aos limites de agressividade geralmente admitidos.

Além disso, perto dos parques industriais e nas grandes aglomerações urbanas, a combustão dos carvões e dos óleos combustíveis, mais ou menos concentrados em enxofre, liberta o dióxido de enxofre que, na presença de oxigénio e humidade, conduz à formação de ácido sulfúrico que é um ácido particularmente corrosivo. O efeito indirecto dos fumos carregados de dióxido de enxofre manifesta-se também nas cidades, pela sujidade e pela degradação de certas fachadas, que frequentemente são devidas à formação superficial de gesso e à fixação de poeiras (cinzas).

Também a água do mar representa uma fonte de sulfatos importante. Além disso, as componentes agressivas do meio marinho são múltiplas.

### 3.3. As fontes internas de sulfatos

Diferentes fontes estão na origem da reacção sulfática interna, nomeadamente: a libertação tardia dos sulfatos do clínquer, a dissolução seguida de reprecipitação da etringite<sup>29</sup> resultante da hidratação normal dos cimentos e a formação de etringite secundária e retardada<sup>30</sup> devida ao efeito da temperatura.

Durante a hidratação do cimento portland, forma-se etringite primária resultante da hidratação precoce. Ela forma-se quando o betão é ainda fluido (reacção do C<sub>3</sub>A com o gesso<sup>31</sup>), e não tem acção expansiva – figura 15. Quando o betão endurece, a etringite secundária ou retardada que se forma tem geralmente uma acção expansiva – figura 16.

---

<sup>29</sup> A etringite é um trissulfatoaluminato de cálcio hidratado de fórmula  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 32\text{H}_2\text{O}$ . O seu nome vem da localidade alemã de Ettringen, onde Lehmann em 1874 assinala pela primeira vez a sua presença. Os cristais desenvolvem-se geralmente irradiando em redor de um núcleo central e têm o aspecto de agulhas.

<sup>30</sup> A etringite retardada também é denominada por D.E.F., do termo inglês “Delayed Etringite Formation”.

<sup>31</sup> Numa primeira fase, o aluminato tricálcico e o gesso dissolvem-se rapidamente. Os iões assim produzidos combinam-se para dar instantaneamente, no momento em que a solução está sobressaturada, cristais de etringite que não é nociva para o betão:  $6\text{Ca}^{2+} + 2\text{Al}(\text{OH})_4^- + 4\text{OH}^- + 3\text{SO}_4^{2-} + 26\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 32\text{H}_2\text{O}$

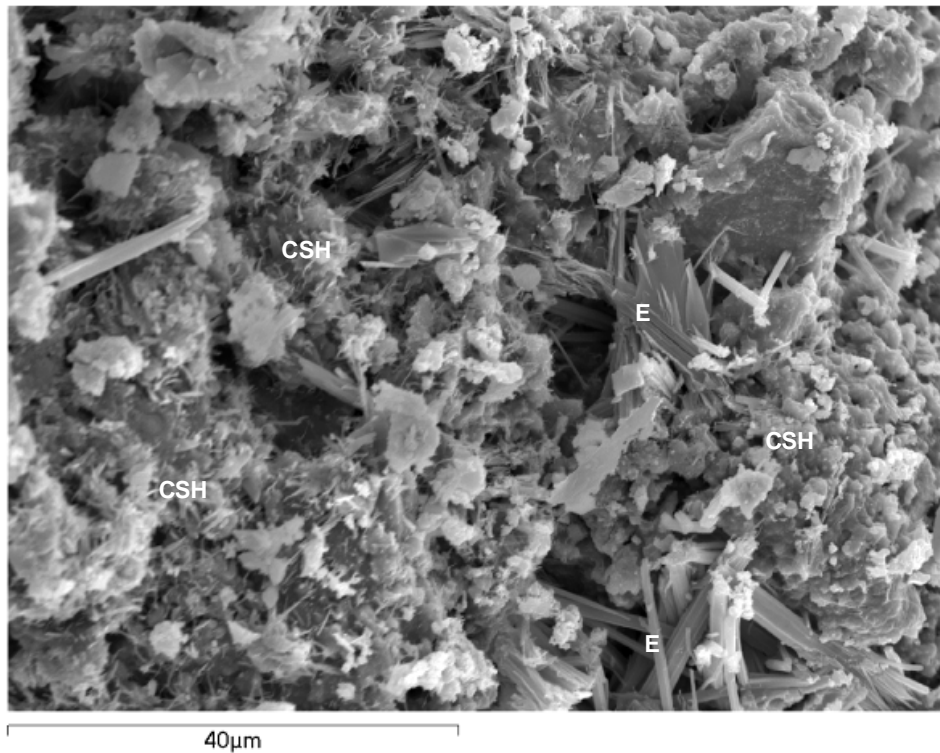


Figura 15 – Aspecto ao MEV duma pasta de cimento portland com silicatos de cálcio hidratados (CSH) e etringite primária (E).

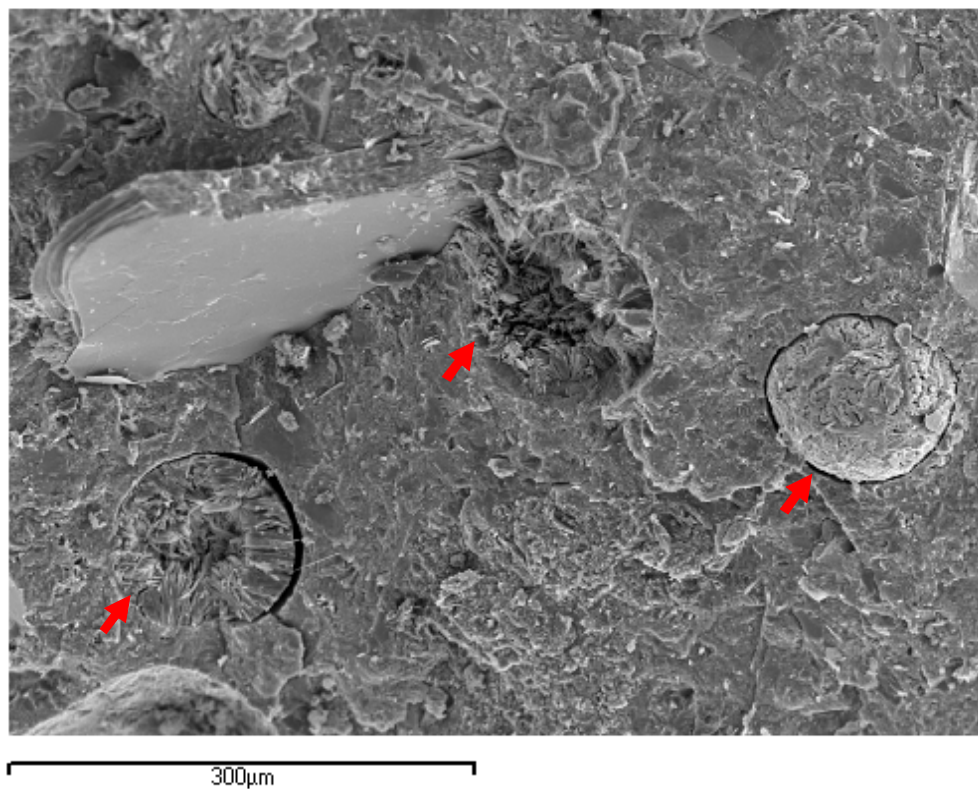


Figura 16 – Aspecto ao MEV duma pasta de cimento portland com poros preenchidos (seta) por etringite secundária.

### 3.3.1. A formação de etringite retardada (DEF)

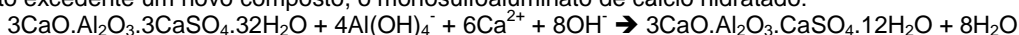
O estudo dos mecanismos reaccionais é ainda objecto de numerosas investigações. De entre os vários mecanismos propostos, distinguem-se mais frequentemente dois processos reaccionais principais que intervêm na formação de etringite retardada:

- A instabilidade da etringite aumenta com o aumento da temperatura e da basicidade. Acima de 80°C, o monosulfoaluminato de cálcio hidratado fica estável em detrimento da etringite<sup>32</sup>. Além disso, a solubilidade da etringite aumenta com a temperatura o que conduz a um aumento do teor em iões  $\text{SO}_4^{2-}$  na solução intersticial, susceptíveis de ser remobilizados posteriormente.
- Uma modificação das reacções de hidratação do par C<sub>3</sub>A-gesso devido a uma elevação de temperatura. De facto, existe uma competição entre duas reacções que implicam o consumo dos iões sulfatos nas primeiras idades:
  - A reacção normal entre os  $\text{SO}_4^{2-}$  e o C<sub>3</sub>A para formar etringite primária.
  - A fixação dos sulfatos por absorção física nos C-S-H. Estes podem ser remobilizados posteriormente para formar, depois do betão endurecido, etringite potencialmente expansiva.

Além disso, o aumento de temperatura desordena a estrutura dos C-S-H e provoca um aumento da porosidade dos C-S-H, propícia aos movimentos de água e iões no material. Podem-se resumir estes mecanismos como se mostra na figura 17.

---

<sup>32</sup> A formação de etringite consome três moles de sulfato de cálcio por mole de aluminato tricálcico. O teor de gesso dos cimentos é limitado a um valor inferior à proporção estequiométrica descrita anteriormente. Há por isso um excesso de C<sub>3</sub>A em relação ao gesso. Depois de várias horas, o consumo total do gesso faz baixar a concentração dos iões sulfatos. A solução intersticial do betão torna-se subsaturada em relação à etringite. Esta dissolve-se então e torna-se a nova fonte de iões sulfatos, que formam com o aluminato excedente um novo composto, o monosulfoaluminato de cálcio hidratado:



Esta reacção provoca uma dissolução rápida do aluminato anidro que alimenta a solução em iões aluminato.



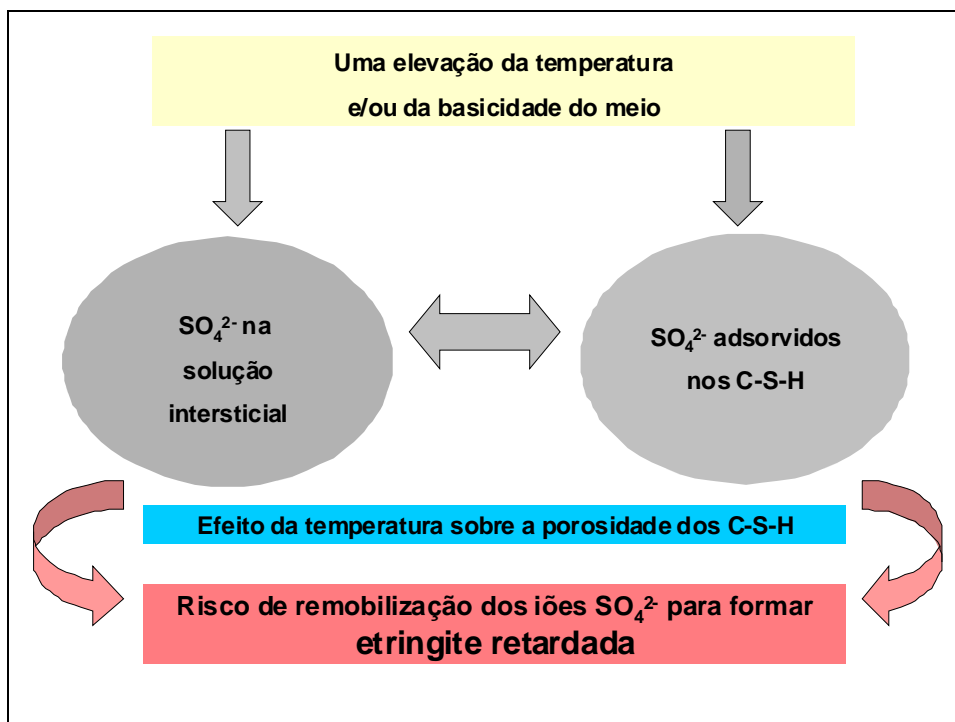


Figura 17 – Os mecanismos reaccionais da DEF.

### 3.4. Os factores determinantes e as medidas preventivas da DEF

A principal causa da DEF é uma elevação de temperatura (> 65°C) durante a presa do betão. Por esta razão, entre os casos de betões afectados pela DEF estão principalmente os betões pré-fabricados, curados em estufa, e as partes maciças de obras expostas a um ambiente húmido – figura 18.



Figura 18 – Elemento pré-fabricado com fissuração decorrente da DEF.

Uma segunda causa é um forte teor em álcalis do cimento. De facto, a presença de iões alcalinos em solução, tal como os iões  $\text{Na}^+$  ou  $\text{K}^+$ , aumenta a solubilidade da etringite. Nestas condições, sulfatos livres podem acumular-se em solução e dar lugar, a mais ou menos longo prazo, quando as condições termodinâmicas o permitirem, à recristalização da etringite potencialmente expansiva.

Igualmente, a DEF só ocorre se o cimento utilizado apresentar teores suficientemente elevados de  $\text{C}_3\text{A}$  e de sulfatos. A maior parte dos casos de expansões e de deteriorações observadas em estruturas ou em laboratório, referem-se a cimentos cujo teor em  $\text{C}_3\text{A}$  é superior a 8% e em  $\text{SO}_3$  superior a 2,6%.

Também a humidade desempenha um papel fundamental no desenvolvimento da reacção sulfática. De facto, a água intervém tanto no processo de transferência como na formação dos produtos de reacção. Os movimentos da água são condições indispensáveis para favorecer a transferência dos sulfatos livres contidos, quer na solução intersticial do betão, quer fisicamente fixados nos C-S-H, para os sítios reaccionais.

As adições minerais, como a sílica de fumo, cinzas volantes, escórias de alto-forno, metacaulino, etc., parecem ter um papel benéfico na inibição da DEF. De facto, as adições ao reagirem com o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , para formarem compostos hidratados similares aos da hidratação do cimento, como os C-S-H, controlam a alcalinidade do meio evitando a formação de produtos expansivos – figura 19.

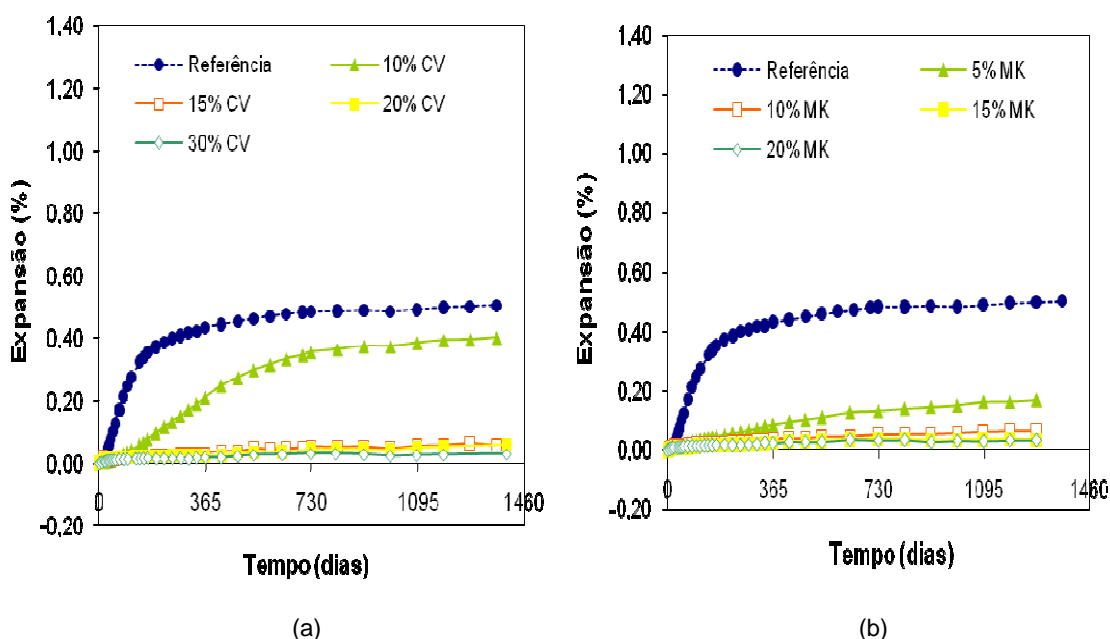


Figura 19 – Efeito da supressão da expansão devida à DEF com a variação do teor de substituição (% em massa) de cimento portland por adições minerais tipo II. Composições com cinzas volantes (a) e metacaulino (b).

As medidas preventivas da RSI assentam também no pressuposto da necessidade de se eliminar pelo menos uma das condições necessárias para que a reacção não ocorra. Essas condições são:

- Controlar a temperatura máxima do betão.
- Controlar o teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante.
- Controlar a humidade e manter o betão num estado relativamente seco.
- Controlar o teor de hidróxido de cálcio do betão.

#### **3.4.1. Controlo da temperatura máxima do betão**

A temperatura máxima do betão nas primeiras idades não deve exceder 65 °C. O controlo da temperatura pode ser feito actuando na composição do betão e durante e após a sua colocação. No primeiro caso, pode utilizar-se um cimento de baixo calor de hidratação, limitar a dosagem do cimento ou utilizar adições tipo II. No segundo caso, pode promover-se o arrefecimento do betão durante o fabrico (por ex. com adição de nitrogénio líquido, de gelo na betoneira, arrefecendo previamente os agregados), durante e após a colocação (por ex. fazendo circular água fria em condutas) ou realizar as betonagens fora dos períodos de maior calor.

#### **3.4.2. Controlo dos teores de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante**

De acordo com a Especificação LNEC E 461, o teor de álcalis no betão deve ser inferior a 3,0 kg de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  por  $\text{m}^3$  de betão e os valores limites para  $\text{SO}_3$  e  $\text{C}_3\text{A}$  são, em percentagem do ligante, os seguintes:

- $\text{SO}_3 \leq 3,5 \%$  se  $\text{C}_3\text{A} \leq 3\%$
- $\text{SO}_3 \leq 2,5 \%$  se  $3\% \leq \text{C}_3\text{A} \leq 5\%$ .

#### **3.4.3. Controlo da humidade do betão**

O controlo da humidade pode ser realizado seguindo integralmente a mesma abordagem estabelecida para a RAS (ver 1.3.3).

#### **3.4.4. Controlo do teor de hidróxido de cálcio do betão**

A etringite retardada tem carácter expansivo se a sua formação ocorrer em soluções saturadas de hidróxido de cálcio. Para reduzir a sua concentração podem utilizar-se adições tipo II seguindo a mesma metodologia da RAS (ver 1.3.2), podendo também avaliar-se a aptidão das adições para controlar aquela concentração por meio de ensaio de expansão de betão (ver 2.4.5).

#### **3.4.5. Avaliação da susceptibilidade de composições do betão à reacção sulfática interna**

No caso de não ter sido possível aplicar as medidas preventivas antes referidas pode-se ainda avaliar a susceptibilidade de uma dada composição de betão poder vir a desenvolver reacções sulfáticas internas, realizando ensaios de expansão de acordo com o método LPC nº 59 do LCPC (Especificação LNEC E 461). O betão depois de ensaiado é observado por microscopia electrónica de varrimento para confirmar a presença de etringite. Se não for detectada a presença de etringite retardada, a composição pode ser usada sem recorrer a medidas preventivas.

### **3.5. Manifestação da DEF no betão**

O diagnóstico da DEF é uma tarefa que pode ser complicada dado que a etringite é um produto que ocorre normalmente nos betões sãos. Acresce que os seus sintomas nas estruturas, nomeadamente o aparecimento de fissuração multidireccional, são similares aos de outra reacção expansiva – a RAS.

A metodologia de diagnóstico baseia-se numa avaliação que tem em conta, simultaneamente, aspectos microscópicos, próprios do material, e macroscópicos, ligados ao tipo de estrutura e ao grau de exposição (ciclos humedificação-secagem, imersão permanente, etc.). A recolha de informações relativa à composição e aplicação do betão são elementos úteis, pois podem ser relacionados com a patologia desta reacção.

Os ensaios em laboratório realizados sobre carotes de betão retiradas da estrutura, constituem a base indispensável do diagnóstico. Para tal é necessário que se retirem carotes em zonas alteradas e em zonas sãs. Dessa forma é possível dispor dum ponto de referência que possibilite a compreensão da ocorrência do fenómeno em determinadas zonas da estrutura. Por outro lado, é possível que numa zona aparentemente sã a reacção já esteja presente o que possibilita que se possa intervir preventivamente. De assinalar que as amostragens devem ser suficientemente

profundas para serem representativas das temperaturas máximas atingidas nos elementos de betão. No caso contrário, o material é susceptível de não evidenciar a presença de produtos de degradação, os quais poderão estar presentes mais no interior.

A microscopia, quer a óptica como a electrónica de varrimento, é a única técnica que permite identificar os produtos resultantes da DEF. Esta técnica permite distinguir a etringite normal (figura 20a), resultante da hidratação do cimento, da etringite deletéria de propriedades expansivas (figura 20b). A distinção das formas expansiva e não expansiva da etringite é bastante delicada, no entanto, a observação da morfologia, associada à sua localização, pode dar uma informação pertinente sobre o carácter expansivo da etringite. De facto, a etringite de morfologia acicular em que os cristais estão bem individualizados, corresponde à etringite não expansiva que precipitou na porosidade do betão. A etringite expansiva apresenta uma morfologia comprimida e encontra-se essencialmente localizada nas interfaces pasta/agregado.

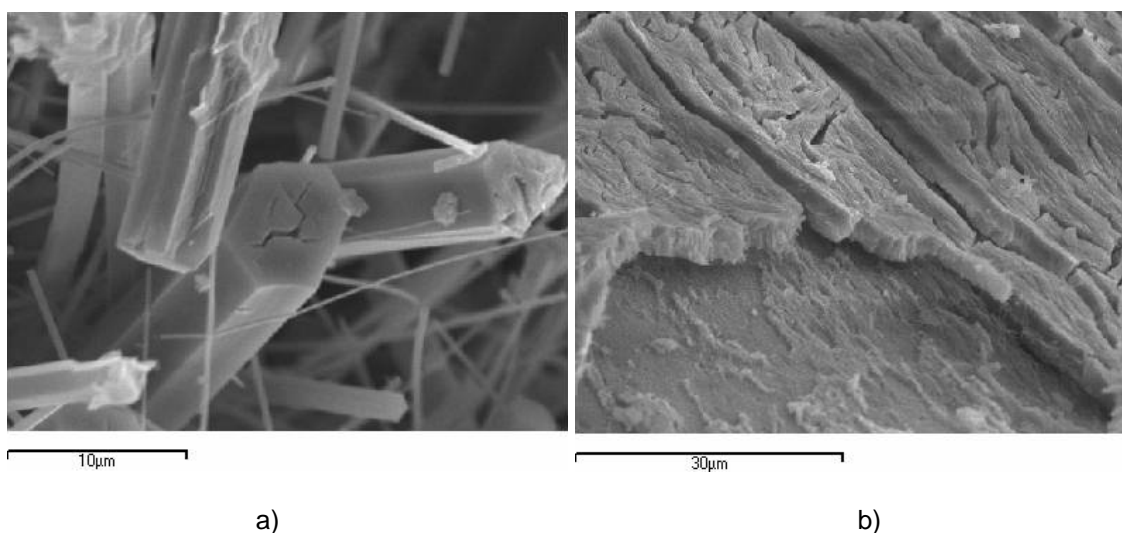


Figura 20 – Aspectos ao MEV de (a) etringite bem cristalizada, de morfologia acicular, não expansiva; e (b) de etringite mal cristalizada, de aspecto comprimido, e expansiva.

Em complemento da observação ao MEV, é necessário proceder-se à caracterização química do betão de forma de determinar a origem dos sulfatos (internos ou externos) implicados na reacção sulfática e verificar a presença de outros factores necessários ao desenvolvimento da DEF, como o teor de álcalis.

A temperatura é o factor primordial no mecanismo da DEF, pelo que a determinação da temperatura máxima atingida pelo betão durante a sua colocação e cura constitui um elemento importante para confirmar o diagnóstico. O LCPC desenvolveu uma metodologia simples de cálculo que permite avaliar se uma determinada peça de

betão deve ser considerada como susceptível de vir a desenvolver a DEF. O método baseia-se na determinação de parâmetros relacionados com as propriedades do betão (dosagem dos constituintes – cimento, adições e água; massa volúmica do betão; resistência à compressão do cimento aos 2 e 28 dias; calor de hidratação do cimento; e espessura da peça) e tem também em conta a geometria do elemento de betão em análise.

O diagnóstico e prognóstico futuro da evolução da DEF pressupõem ainda a realização de ensaios de expansão residual sobre carotes de betão retiradas da estrutura devendo evitar-se a intercepção com fissuras ou armaduras. O diâmetro recomendado das carotes é de 100 mm. Os provetes para ensaio são equipados com pernos para realização de medidas de expansão (figura 21a), e colocados em condições aceleradoras da reacção durante um ano. Na figura 21b mostram-se os resultados de expansão obtidos para dois provetes correspondentes a diferentes profundidades da mesma carote de betão. Os resultados mostraram maiores expansões para as zonas mais profundas, isto é, as mais atingidas pelas temperaturas elevadas durante a cura.

Além dos ensaios de expansão residual, a marcação e quantificação das fissuras é também uma forma de avaliar o desenvolvimento da DEF na estrutura. Exige-se é que essa avaliação seja precisa, fiável e reproduzível ao longo do tempo. Existem métodos simples de quantificação da fissuração, como o método do LPC 47, que consiste em medir com um fissurómetro todas as fissuras presentes numa determinada área ao longo do tempo, sendo a fissuração expressa em unidades de comprimento.

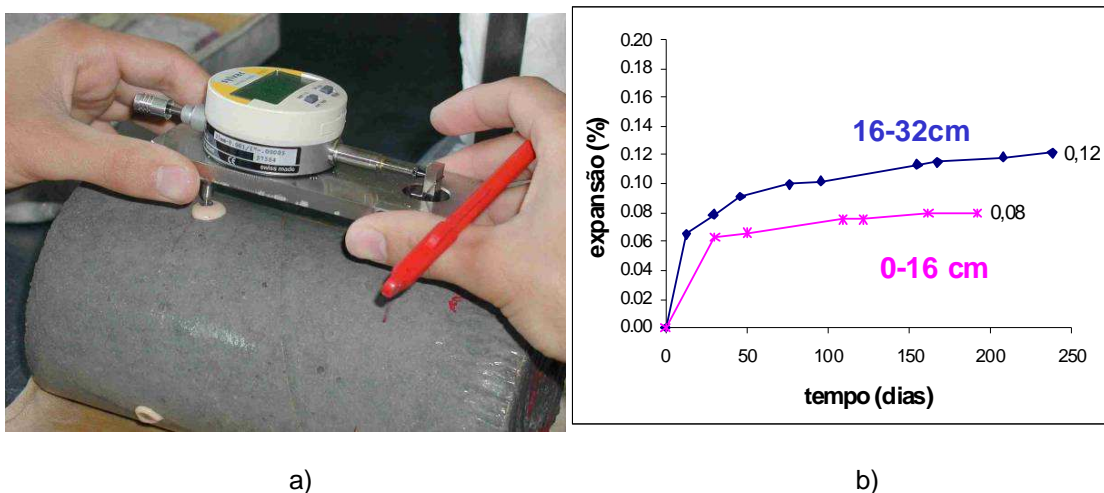


Figura 21 – a) Sistema de medida da expansão residual; b) Resultados de expansão residual duma mesma carote mas correspondente a diferentes profundidades do betão

#### 4. BIBLIOGRAFIA

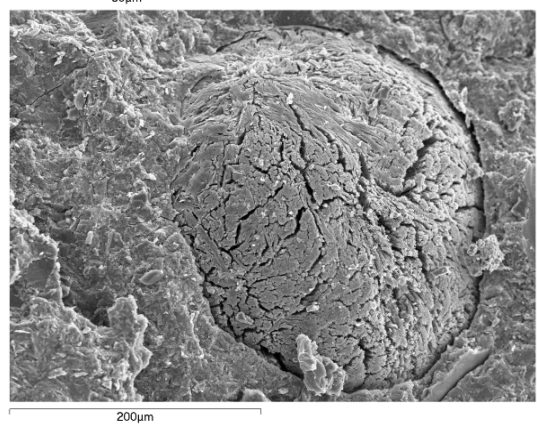
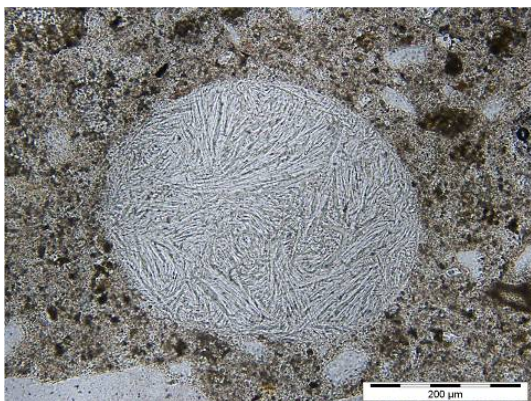
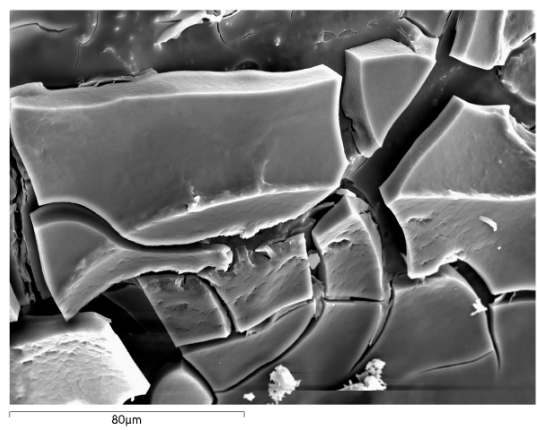
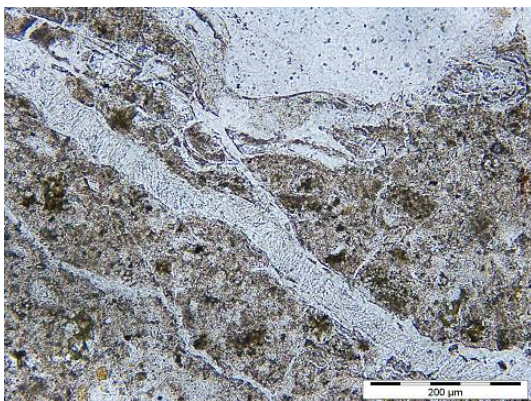
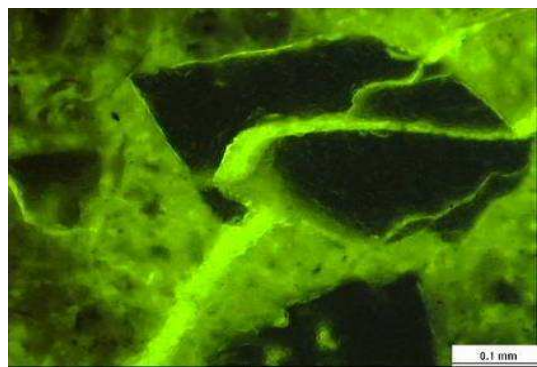
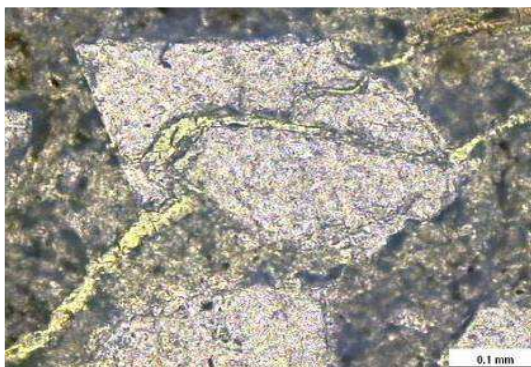
- Santos Silva, A., *Degradação do betão por reacções álcalis-silica. Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção*, Teses e Programas de Investigação LNEC, TPI 40, Edição LNEC, Lisboa, 2006, 339 p., ISBN-13 978-972-49-2083-2
- Santos Silva, A., Ribeiro, A.B., Jalali, S. and Divet, L., *The use of fly ash and metakaolin for the prevention of alkali-silica reaction and delayed ettringite formation in concrete*, Proceedings of the International RILEM Workshop on Performance Based Evaluation and Indicators for Concrete Durability, Madrid, Spain, RILEM PRO 47 Publications, 2006, pp. 335-342. ISBN 978-2-912143-95-2.
- Divet, L., Fasseu, P., Santos Silva, A., *Optimisation du choix du liant pour réduire l'expansion des bétons due à la formation différée de l'ettringite*, Proceedings of the 7<sup>th</sup> CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Montreal, Canadá, 2006, pp. 331-342.
- Carde, C., Divet, L., Baroghel-Bouny, V., Ammouche, A., Chaussadent, T., Gallias, J.L., Caré, S., Amiri, O., Ait-Mokhtar, K., Santos Silva, A., Rougeau, P., Horanain, H., *GranDuBé - Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons*, Sous la direction de Ginette Arliguie et Hughes Hornain, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 2007, 437 p. ISBN 978-2-85978-425-6
- Cristino, A.F., Melo Jorge, M.E., Salta, M., Santos Silva, A., *Inhibition of internal expansive reactions in concrete. A microscopy study*, Proceedings of the 11<sup>th</sup> Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, Porto, 2007, 12 p.
- Soares, D., Candeias, A.E., Divet, L., Santos Silva, A., *Influence of fly ash and metakaolin in the inhibition of delayed ettringite formation in concrete - A microstructural characterization*, Proceedings of the 11<sup>th</sup> Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, Porto, 2007, 10 p.
- Santos Silva, A., Ribeiro, A.B., Jalali, S., Divet, L., *Use of mineral additions for the inhibition of internal expansive reactions in concrete structures: good and bad synergies*, MEDACHS' 08 - 1st International Conference Construction Heritage in Coastal and marine Environments: Damage, Diagnostic, Maintenance and Rehabilitation, LNEC, 2008, 8 p.
- Fernandes, I., Santos Silva, A., Piteira Gomes, J., Tavares de Castro, A., Noronha, F., *Characterization of AAR in Fagilde dam*, Proceedings of the 13<sup>th</sup> International

- Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, 2008, pp. 80-81.
- Santos Silva, A., Gonçalves, A.F., Pipa, M.; *Diagnosis and prognosis of Portuguese concrete railway sleepers degradation – a combination of ASR and DEF*, Proceedings of the 13<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, 2008, pp. 1240-1249.
- Santos Silva, A., Salta, M., Melo Jorge, M.E., Rodrigues, M.P., Cristino, A.F., *Research on the suppression expansion due to ASR. Effect of coatings and lithium nitrate*, Proceedings of the 13<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, 2008, pp. 1250-1259.
- Cristino, A.F., Melo Jorge, M.E., Salta, M., Santos Silva, A., *Internal expansive reactions in concrete. Prevention of its occurrence*, In Materials Science Forum, Vols. 587-588, 2008, pp 867-871.
- Santos Silva, A., Salta, M., Menezes, P., Couto, S., Adriano, P., *The role of SEM in the diagnosis of expansive chemical reactions in cement based building materials*, In Microscopy and Microanalysis, Vol. 14, Issue S3, 2008, pp 95-96.
- Santos Silva, A., Fernandes, I., Castro, N., *A problemática da avaliação da reactividade aos álcalis de agregados graníticos para betão*, Actas do Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, UM, Guimarães, 2008, 9 p.
- Santos Silva, A., *Durabilidade do betão. Mitigação das reacções expansivas internas*, Construção Magazine, Nº 31, 2009, pp. 16-20. ISSN 1645-1767
- Castro, N., Fernandes, I., Santos Silva, A., *Alkali reactivity of granitic rocks in Portugal: a case study*, Proceedings of the 12<sup>th</sup> Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, Dortmund, 2009, 11p.
- Soares, D., Santos Silva, A., Matos, L., Salta, M., Gonçalves, A., Ribeiro, B. R., Candeias, A., Mirão, J., Labrincha, J., Ferreira, V., Velosa, A., Ferreira, R.F., Jalali, S., *Emprego de adições minerais para mitigação de reacções expansivas internas*, Actas do ASCP'09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes, FCT-UNL, Lisboa, 2009, pp. III.211 – III.218.
- Santos Silva, A., Soares, D., Matos, L., Salta, M., Pavoine, A., Divet, L., *Degradação do betão por reacções sulfáticas internas. Metodologia para o seu diagnóstico e prognóstico*, ASCP'09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes, FCT-UNL, Lisboa, 2009, pp. III.203-III.209.



- Santos Silva, A., Soares, D., Matos, L., Salta, M., Divet, L., Pavoine, A., Candeias, A., Mirão, J., 2009, *Influence of Mineral Additions in the Inhibition of Delayed Ettringite Formation in Cement based Materials – A Microstructural Characterization*, In Materials Science Forum, Vols. 636-637, 2010, pp 1272-1279
- Matos, L., Santos Silva, A., Soares, D., Salta, M., Mirão, J., Candeias, A., *The Application of Fluorescence Microscopy and Scanning Electron Microscopy in the Detection of Delayed Ettringite Formation in Concrete*, In Materials Science Forum, Vols. 636-637, 2010, pp 1266-1271.
- Santos Silva, A., Soares, D., Matos, L., Salta, M.M., *Inhibition of Internal Expansive Reactions in Cement Based Materials with Mineral Additions*, Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Seminar MEDACHS 2010, LA Rochelle, 2010, 8p.
- Santos Silva, A., Gonçalves, A, Salta, M.M., *Degradation of Concrete Bridges by Internal Expansive Reactions – Portuguese Case Studies*, Proceedings of the 16<sup>th</sup> World Road meeting, Lisboa, 2010, 6 p.
- Santos Silva, A., Soares, D., Matos, L., Salta, M., Ribeiro, A., Gonçalves, A., *Mitigação das reacções expansivas no betão: avaliação do efeito do uso de adições minerais em substituição de cimento*, Encontro Nacional Conservação e Reabilitação de Estruturas (REABILITAR 2010), LNEC, Lisboa, 2010, 10 p.

## CONTEXTO DAS ESTRUTURAS E DOS MATERIAIS SUJEITOS A REACÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS





## TEMA 2

### Prevenção dos Riscos

# ÍNDICE

	Pág.
<b>1. Introdução .....</b>	<b>49</b>
<b>2. Condições para o desenvolvimento da RAS .....</b>	<b>50</b>
<b>2.1. Controlo da humidade .....</b>	<b>50</b>
<b>2.2. Controlo da sílica reactiva .....</b>	<b>52</b>
<b>2.3. Controlo dos álcalis ou da alcalinidade .....</b>	<b>55</b>
<b>2.4 Modificação das características do gel formado.....</b>	<b>58</b>
<b>3. Condições para o desenvolvimento da RSI.....</b>	<b>58</b>
<b>3.1. Controlo da temperatura do betão.....</b>	<b>59</b>
<b>3.2. Controlo da composição do cimento .....</b>	<b>60</b>
<b>3.3. Controlo da humidade .....</b>	<b>63</b>
<b>4. RAS e RSI em simultâneo .....</b>	<b>64</b>
<b>5. Níveis de prevenção das reacções expansivas internas .....</b>	<b>65</b>
<b>6. Referências .....</b>	<b>66</b>

**Arlindo Gonçalves, João Custódio**

*Laboratório Nacional de Engenharia Civil,*

*Departamento de Materiais, Núcleo de Betões*

*Lisboa, Portugal*

### **1. INTRODUÇÃO**

As reacções expansivas de origem interna, álcalis-sílica e sulfática interna, têm já no nosso país uma relevância que justifica o desenvolvimento e implementação de medidas que previnam a sua ocorrência, dada a extrema dificuldade, ou por vezes impossibilidade, de reparar as estruturas afectadas por estas reacções.

A publicação da Especificação LNEC E 461 constituiu um marco importante na prevenção destas anomalias, quer pela definição das metodologias para a classificação da reactividade dos agregados, quer pelo estabelecimento das medidas para mitigação das reacções expansivas de origem interna.

As disposições normativas de combate a estas reacções variam de país para país, em parte devido à diferença de composição dos materiais, mas fundamentalmente por não se conhecerem completamente os mecanismos envolvidos nestas reacções.

Deste facto resulta que se justifica a transposição cuidadosa dos procedimentos ou experiências de outros países ou regiões. Por outro lado, é de esperar que se verifiquem ajustamentos das regras actualmente em vigor, podendo vir a colocar-se em causa a experiência de utilização de determinado agregado ou metodologia preventiva, uma vez que os materiais constituintes do betão vão sofrendo alterações da sua composição ou mineralogia, como é o caso particular dos cimentos.

Nesta comunicação, apresentam-se as metodologias estabelecidas na Especificação LNEC E 461 para prevenir a ocorrência das reacções expansivas de origem interna, confrontando-as com as existentes noutros países e analisando em cada caso os processos relevantes para o desenvolvimento destas reacções.

## 2. CONDIÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DA RAS

Certas formas de sílica, designadas genericamente por sílica reactiva, podem reagir com os iões hidroxilo dos álcalis presentes na solução dos poros do betão, originando em determinadas condições a formação de um gel com características expansivas, que pode levar à fissuração e perda acentuada da resistência. Esta reacção, designada por RAS ou ASR na literatura inglesa, foi identificada pela primeira vez por Stanton (1940) [1] em estruturas de betão na Califórnia, incluindo escolas, pontes, pavimentos de rua e cais marítimos.

De forma genérica, para que a RAS se possa desenvolver é necessário que, em simultâneo se verifiquem as seguintes condições:

- Presença de sílica reactiva;
- Presença de álcalis (e hidróxido de cálcio);
- Presença de humidade.

Portanto, para se prevenir a ocorrência da RAS é necessário actuar sobre pelo menos uma das condições atrás referidas. Acresce que o produto (gel) da reacção álcalis-sílica pode ter composição variável pelo que existe uma quarta opção para controlar a reacção expansiva, que consiste em modificar as características do gel formado.

Serão a seguir analisadas separadamente as diferentes opções para prevenir o desenvolvimento da RAS.

### 2.1. Controlo da humidade

A reacção álcalis-sílica, qualquer que seja o mecanismo envolvido no processo (topoquímico ou dissolução-precipitação), dá-se em presença da água. A expansão do gel formado é realizada por adsorção de moléculas de água, pelo que em ambientes relativamente secos a reacção não ocorre ou o gel formado não provoca expansão. O teor de água do betão em que se verifica esta transição é discutível, aceitando-se como valor médio aquele que está em equilíbrio com uma humidade relativa de 80 %, embora sejam referidos valores de 70 % para temperaturas mais elevadas ou para teores de álcalis superiores (Figura 1). Deve notar-se que a quantidade de água no betão em equilíbrio com determinada humidade relativa depende da temperatura, da porosidade do betão e da forma como o equilíbrio foi atingido, por secagem ou por humidificação, pelo que alguns autores defendem a utilização de outros indicadores da humidade, como o grau de saturação capilar (DCS) [2].

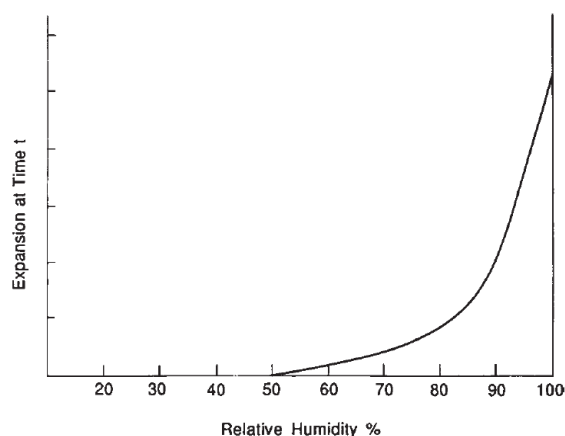


Figura 1 - Efeito da humidade relativa na expansão do betão devida à RAS [3].

Do ponto de vista da exposição externa, os ambientes húmidos são os mais graves. Contudo, a imersão em água pode, por vezes, inibir a reacção em peças de pequena secção, por ocorrer a lixiviação dos álcalis (Figura 2).

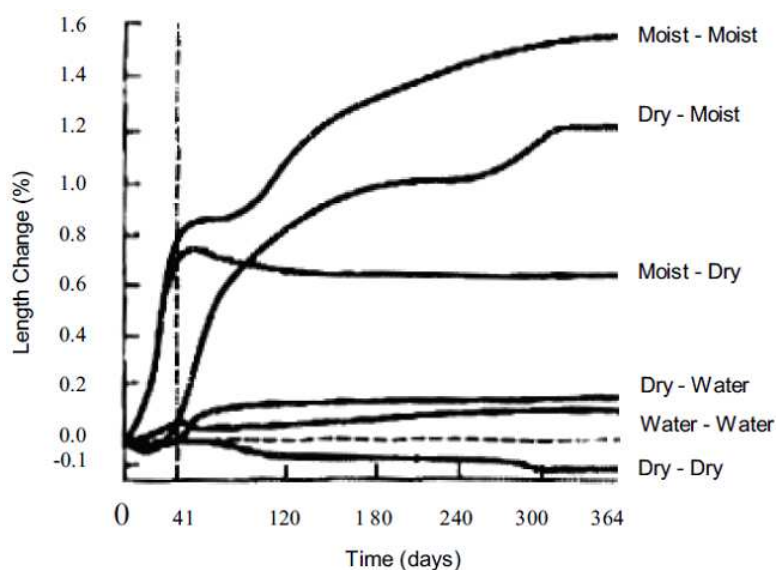


Figura 2 - Efeito da humidade relativa e da água na expansão de argamassas afectadas por RAS. A transição de ambiente ocorreu aos 41 dias [4].

Parece que os ciclos de molhagem e secagem são particularmente perigosos, eventualmente por provocarem uma migração de sais do interior para a superfície ou microfissuração por secagem, o que facilita o desenvolvimento da RAS.

A especificação LNEC E461 enquadra a exposição ambiental em duas categorias principais, betão protegido ou exposto à humidade exterior, admitindo que no primeiro não há risco de RAS, acrescentando depois uma terceira categoria associada à



exposição aos álcalis (sais descongelantes ou água do mar) ou à existência de ciclos gelo/degelo (Quadro 1) no primeiro caso existe fornecimento suplementar de álcalis; no segundo uma degradação interna que facilita a entrada de água e o crescimento da RAS.

Quadro 1 - Categorias ambientais dos betões [5].

<b>Categorias</b>	<b>Exemplos</b>
<b>A1:</b> Betão protegido da humidade exterior.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Betão no interior de edifícios;</li> <li>- Betão no exterior protegido da atmosfera (e.g., por revestimentos).</li> </ul>
<b>A2:</b> Betão exposto à humidade exterior.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Betão no interior de edifícios onde a humidade é elevada (e.g., lavandarias, tanques, piscinas);</li> <li>- Betão exposto à atmosfera ou em contacto com solo não agressivo.</li> </ul>
<b>A3:</b> Exposição como em A2, agravada (e.x., com gelo/degelo).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Betão interior ou exterior exposto a sais descongelantes;</li> <li>- Betão exposto à água do mar ou aos sais marinhos;</li> <li>- Betão exposto ao gelo/degelo quando húmido.</li> </ul>

Esta classificação do ambiente é seguida por diversos países, como é o caso da Alemanha e da Áustria, enquanto a Dinamarca considera ainda uma quarta exposição mais agressiva, correspondente a ambientes muito húmidos e com risco de acumulação de álcalis na superfície.

## 2.2. Controlo da sílica reactiva

Se houverem álcalis disponíveis, para além da humidade necessária, a degradação do betão é crescente com o teor de sílica reactiva (Figura 3).

Se a quantidade de sílica reactiva for reduzida, ou seja se os agregados não forem reactivos, não existe, em princípio perigo de deterioração do betão. O limite fixado na especificação LNEC E 461 é de 2 %, não se distinguindo o grau de reactividade dos diferentes minerais de sílica. A Dinamarca, por exemplo, usa igualmente este limite para o teor máximo de sílex contido na areia; a França, por outro lado, permite 4 % de sílica reactiva nos agregados calcários. Numa revisão da literatura, Bauer et al. [7] identificaram diferentes teores limite de acordo com o tipo de mineral de sílica, como se ilustra no Quadro 2.

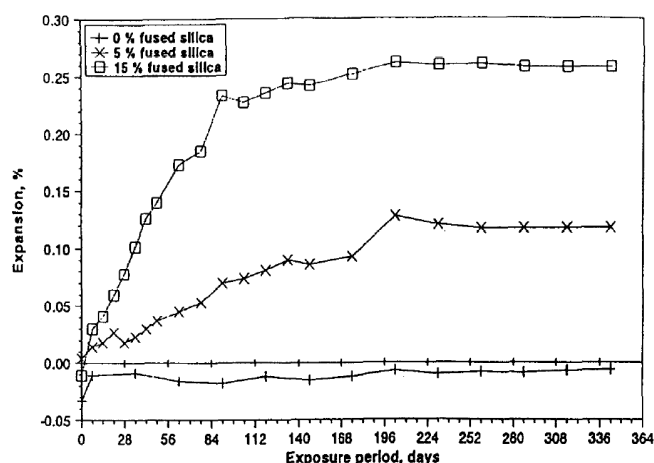


Figura 3 - Expansão verificada em prismas de betão (75x75x300 mm<sup>3</sup>) imersos em água, contendo diferentes quantidades de sílica (SiO<sub>2</sub>) sintética amorfa [6].

Quadro 2 - Teor limite de sílica reactiva no agregado para vários minerais [7].

Mineral reactivo	Teor limite
Opala	< 0,5 %
Cherte	< 3,0 %
Calcedónia	< 3,0 %
Tridimite	< 1,0 %
Cristobalite	< 1,0 %
Quartzo microcristalino deformado	< 5,0 %

Quando o teor de sílica reactiva ultrapassa 2 %, é em geral possível recorrer à mistura de agregados para baixar aquele teor, tornando assim a mistura não reactiva. No entanto, alguns agregados que contêm elevada proporção de certos minerais de sílica, como sílex, cherte ou opala, apresentam o designado “comportamento péssimo” em que o máximo da expansão se pode observar para teores de sílica reactiva próximos de 2 % (Figura 4). Este comportamento é tido em conta na França, Bélgica e Holanda. Embora se desconheçam no nosso país agregados com este comportamento, a especificação LNEC só dispensa a realização de ensaios de expansão em argamassa ou betão para avaliar a reactividade de misturas de agregados, caso a percentagem de sílica em todos eles não ultrapasse 2 %.

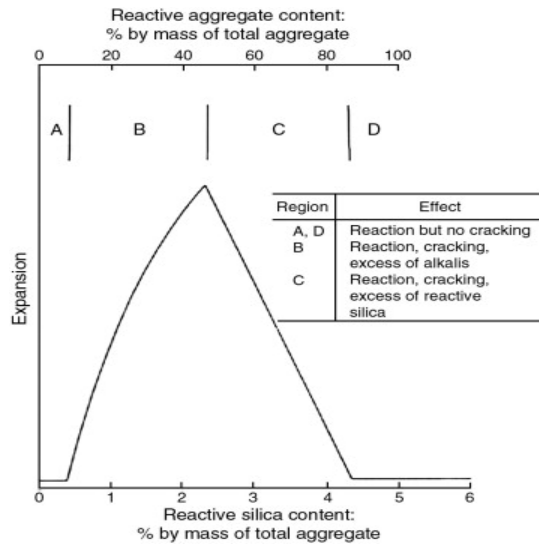


Figura 4 - Relação entre a expansão do betão e o teor de agregado reactivo – Efeito péssimo [8].

Embora as regras estabelecidas na especificação LNEC E 461 não tenham em conta a dimensão do agregado, esta pode influenciar a magnitude da expansão. De acordo com a experiência Norueguesa [9], os agregados mais grossos conduzem a expansões maiores, facto que é tido em conta através do designado “factor do tamanho do grão”.

Diversos estudos têm confirmado este comportamento [10-12]. Como se verifica na Figura 5, se a dimensão das partículas dos agregados for da ordem de grandeza das partículas do cimento, o agregado acaba por comportar-se como uma pozolana, não se verificando qualquer expansão.

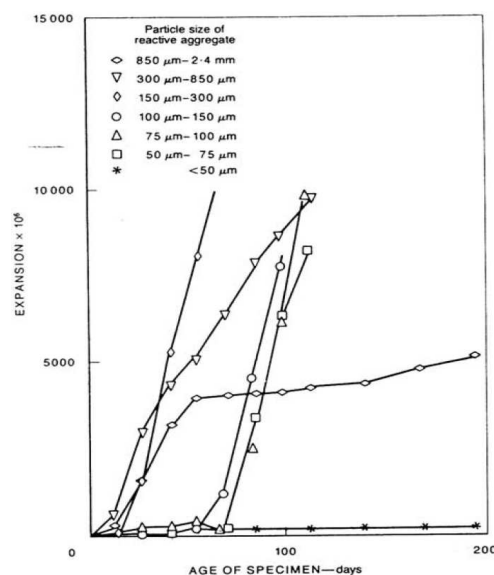


Figura 5 - Efeito da dimensão das partículas dos agregados na expansão de argamassas que contêm um teor de 6 % de agregados reactivos [2].

A ideia de utilizar o próprio agregado reactivo para combater a RAS, especialmente interessante se o agregado for constituído essencialmente por sílica, tem vindo a ser estudada [13], e apesar dos resultados animadores obtidos até ao momento é ainda necessário realizar ensaios de longa-duração para validar a eficácia desta solução no comportamento do betão a longo-prazo.

### 2.3. Controlo dos álcalis ou da alcalinidade

Reduzindo o teor de álcalis pode controlar-se o risco da RAS, mesmo na presença de agregados reactivos. Os valores limite que constam da especificação LNEC E461, expressos em termos de  $(\text{Na}_2\text{O})_{\text{eq}}$ , são:

- Agregados da classe II  $\leq 3 \text{ kg/m}^3$ ;
- Agregados da classe III  $\leq 2,5 \text{ kg/m}^3$ .

Considera também a referida especificação que a utilização de certos ligantes permite reduzir a alcalinidade da solução dos poros do betão, fundamentalmente por consumo do hidróxido de cálcio, e prevenir assim a ocorrência de RAS com agregados da classe II. Para tal, os cimentos ou misturas deverão conter no mínimo:

- 10 % de sílica de fumo (D), ou
- 30 % de cinzas volantes (V), ou
- 50 % de escórias granuladas de alto forno moídas (S).

Poderão ainda usar-se ligantes contendo mais do que um destes constituintes, desde que sejam usados em proporções que satisfaçam a condição  $5 \cdot D + 5/3 \cdot V + S \geq 50 \%$ .

A acção benéfica de adições tipo II tem sido efectivamente confirmada por diversos estudos, variando o teor mínimo de incorporação destas adições com a sua composição e o tipo de agregado (Figura 6).

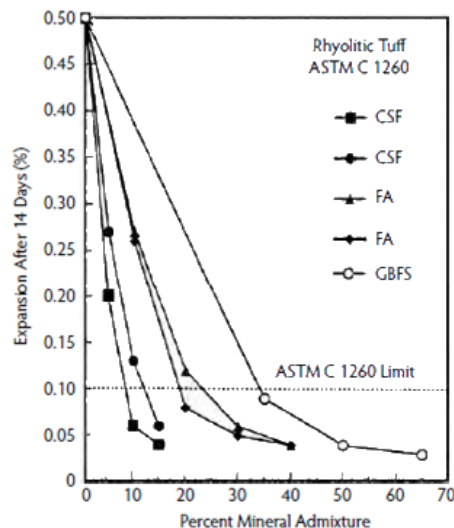


Figura 6 - Efeito do tipo de adição na expansão devida à RAS: sílica de fumo (CSF); cinzas volantes (FA); e escória granulada de alto forno (GBFS) [14].

Como se pode observar no Quadro 3, vários países contemplam também nas suas normas a utilização de adições tipo II na prevenção da RAS.

Quadro 3 - Percentagem de adições para prevenir a RAS.

País	Sílica de fumo	Cinzas volantes ou pozolanas	Escória granulada de alto forno
Bélgica <sup>[9]</sup>	5,0 a 7,5 %	Variável consoante composição química	50 a 60 %
Polónia <sup>[9]</sup>	15 %	20 % <sup>1)</sup>	-
Reino Unido <sup>[9, 15]</sup>	≥ 8 %	25 ou 35 % <sup>2)</sup>	40 ou 50 % <sup>2)</sup>

NOTA: <sup>1)</sup> Em combinação com 10 % de sílica de fumo; <sup>2)</sup> Em função do grau de reactividade do agregado.

Relativamente ao controlo do teor de álcalis, os valores limite constantes da especificação LNEC E461 são semelhantes aos de outros países, como é o caso do Reino Unido, embora a Bélgica por exemplo faça depender o limite de álcalis do tipo de cimento (Quadro 4).

Quadro 4 - Teor limite de álcalis em função do cimento (kg/m<sup>3</sup>).

País	CEM I	CEM III/A	CEM III/B	CEM III/C	CEM V/A
Bélgica <sup>[9]</sup>	3,0 %	4,5 %	10,0 %	10,0 %	7,5 %

Quando se utilizam cimentos ou misturas contendo sílica de fumo, cinzas volantes ou escórias de alto-forno, pode de facto colocar-se a questão se os álcalis contidos nestes materiais devem ser contabilizados, total ou parcialmente, ou então ignorados. No Quadro 5 pode observar-se como alguns países tratam a questão.

Quadro 5 - Percentagem de álcalis nas adições que deve ser contabilizada.

País	Sílica de fumo ou metacaulino	Cinzas volantes ou pozolanas	Escória granulada de alto forno
França <sup>[9]</sup>	-	17 %	50 %
Irlanda <sup>[9]</sup>	-	100 % ou 20 % <sup>1)</sup>	100 % ou 50 % <sup>2)</sup>
Reino Unido <sup>[15]</sup>	<sup>3) 4)</sup>	100 % ou 20 % <sup>5)</sup>	100 % ou 50 % <sup>6)</sup>

NOTA: <sup>1)</sup> Se a percentagem de cinzas volantes for igual ou superior a 21 %; <sup>2)</sup> Se a percentagem de escória granulada de alto forno for igual ou superior a 40 %; <sup>3)</sup> A sílica de fumo utilizada em percentagem não inferior a 8 % permite aumentar o limite em teor de álcalis do betão em 0,5 kg/m<sup>3</sup>; <sup>4)</sup> O metacaulino utilizado em percentagem de 10 % permite aumentar o limite em teor de álcalis do betão para 5,0 kg/m<sup>3</sup>; <sup>5)</sup> Se a percentagem de cinzas volantes for superior a 20 % mas inferior a 24 %; <sup>6)</sup> Se a percentagem de escória granulada de alto forno for superior a 25 % mas inferior a 39 %.

No caso da especificação LNEC E461 só são contabilizados os álcalis das cinzas volantes e das escórias granuladas de alto forno moídas no caso de a sua proporção no ligante ser inferior a 30 %. Em relação aos agregados, e em particular aos granitos, devem ser considerados os álcalis solúveis em ácido.

Finalmente, refira-se que a Noruega tem uma metodologia para calcular o teor limite de álcalis para cada tipo de agregado, através de um ensaio de expansão, fixando um limite de expansão aceitável e um factor de segurança +0,2 kg/m<sup>3</sup> para o teor de álcalis.

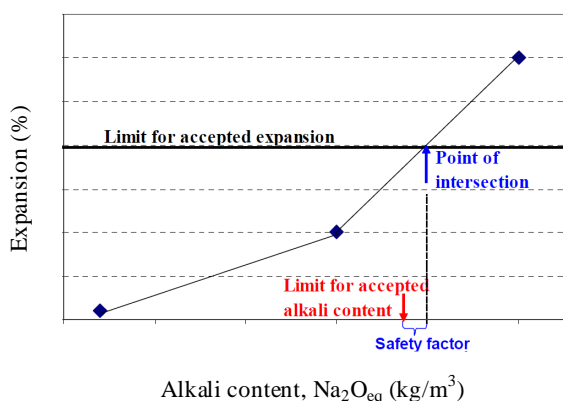


Figura 7 - Ilustração do modo de calcular o teor limite de álcalis para cada tipo de agregado [9].

## 2.4 Modificação das características do gel formado

A presença de certos sais pode modificar as características do gel formado na reacção, eliminando-lhe as propriedades expansivas. É o caso dos sais de lítio, como o carbonato ou nitrato de lítio. No caso do nitrato de lítio, estudos recentes apontam para a formação de um silicato de lítio e de um gel com baixo teor de cálcio, que protegem a sílica do ataque dos álcalis [16-19]. Tendo como base as recomendações do ACI 212.3R-04, a especificação LNEC E461, estabelece as seguintes quantidades mínimas de nitrato de lítio a serem introduzidas na água de amassadura para prevenir a ocorrência de RAS expansiva:

- Com agregados da classe II: 3,75 kg numa solução a 30 % de  $\text{LiNO}_3$  por kg de  $(\text{Na}_2\text{O})_{\text{eq}}$  no betão;
- Com agregados da classe III: 5,95 kg numa solução a 30 % de  $\text{LiNO}_3$  por kg de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  no betão.

## 3. CONDIÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DA RSI

A reacção sulfática interna (RSI, ou DEF na literatura inglesa) ocorre quando o betão é sujeito nas primeiras horas após a colocação a temperaturas elevadas (acima de 65-70 °C [20, 21]), que provocam a instabilidade da etringite formada no processo de hidratação do cimento, podendo mais tarde, em função da composição do cimento (ou mistura) e das condições de exposição à humidade, conduzir à degradação do betão por recristalização da etringite.

O mecanismo deste processo de degradação terá sido descrito pela primeira vez em 1986 por Heinz e Ludwig [22], que atribuiu a fissuração verificada à presença da RSI em travessas de caminhos-de-ferro sujeitas à cura por calor.

Para prevenir a ocorrência da RSI, podemos actuar sobre os factores responsáveis pelo seu desenvolvimento, nomeadamente:

- Temperatura do betão;
- Composição do cimento;
- Condições de humidade.

### 3.1. Controlo da temperatura do betão

Se a temperatura do betão nas primeiras horas for inferior a 65 °C, não estão em princípio reunidas as condições para a ocorrência de RSI. Admite-se que sejam possíveis valores mais elevados da temperatura sem que se verifique fissuração, em função das características do cimento (Quadro 6 e Figura 8), mas é este o limite estabelecido na especificação LNEC E461. O risco de fissuração parece aumentar quando o crescimento da temperatura é rápido e a mais longa a duração das temperaturas elevadas.

Quadro 6 - Composição química (%) dos cimentos.

Cimento	A	B
SO <sub>3</sub>	4,34	4,47
Na <sub>2</sub> O <sub>eq.</sub>	0,90	1,12
SSB (cm <sup>2</sup> /g)	5800	5320
C <sub>3</sub> S	52,4	54,5
C <sub>2</sub> S	18,4	12,4
C <sub>3</sub> A	9,3	10,0
C <sub>4</sub> AF	6,6	8,4

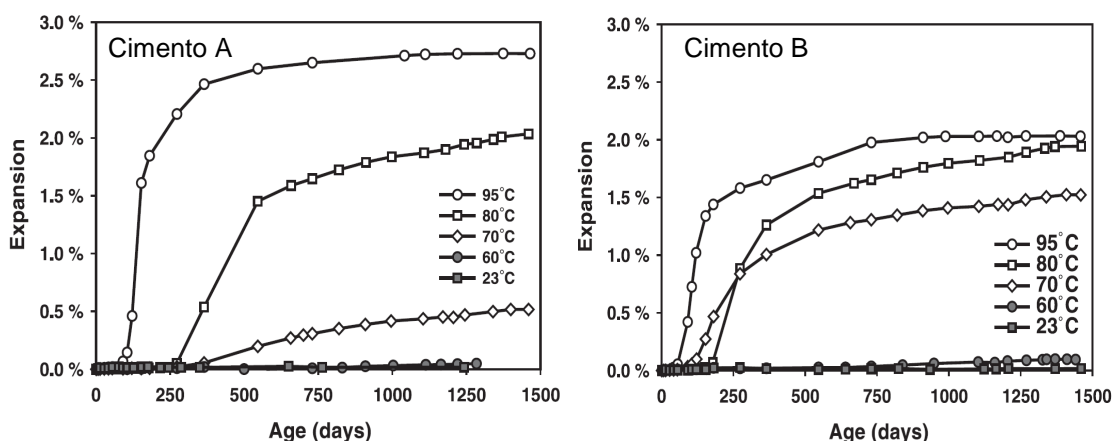


Figura 8 - Expansão verificada para argamassas de cimento Portland tipo III (designação ASTM ≈ CEM I 42,5R) curadas a diferentes temperaturas [23].

O controlo da temperatura na fase inicial do endurecimento do betão pode ser conseguido usando cimentos com baixo calor de hidratação ou arrefecendo o betão antes ou após a sua colocação em obra.



### 3.2. Controlo da composição do cimento

São vários os parâmetros da composição do cimento que influenciam a RSI [24]:

- O teor de álcalis;
- Os teores de aluminato tricálcico e de sulfatos;
- O teor de óxido de magnésio;
- A proporção de adições tipo II;
- A superfície específica.

Os álcalis promovem a instabilização da etringite que se forma nas primeiras horas da hidratação do cimento, de forma semelhante às temperaturas elevadas (Figura 9). Por outro lado, se houver sílica reactiva, pode formar-se o correspondente gel expansivo, o que origina fissuração e facilita a entrada de água e a formação da etringite nessas fissuras. A especificação LNEC E461 limita assim o teor de álcalis a 3 kg/m<sup>3</sup>. É interessante notar que a acção dos álcalis é contrária se estes estiverem presentes já depois de se dar o arrefecimento, como se verá em 3.3.

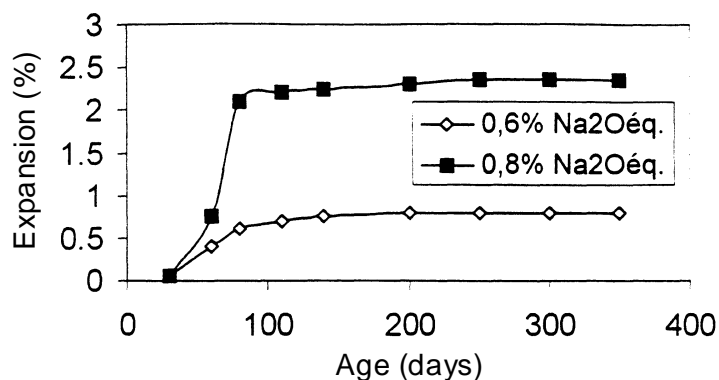


Figura 9 - Influência do teor de álcalis do cimento na expansão de argamassas [25].

Para que se forme etringite, trissulfoaluminato de cálcio hidratado –  $C_6AS_3H_{32}$ , é evidentemente necessária a presença de sulfatos e aluminatos.

Relativamente ao teor de sulfatos, parece haver um efeito péssimo que se observa para teores de cerca de 4 % (Figura 10). Para percentagens superiores a expansão diminui, eventualmente por nas primeiras horas o teor elevado de sulfatos impedir que toda a etringite se transforme em monossulfato. Note-se que o teor péssimo de sulfatos aumenta com a quantidade de álcalis, como se observa na Figura 11.

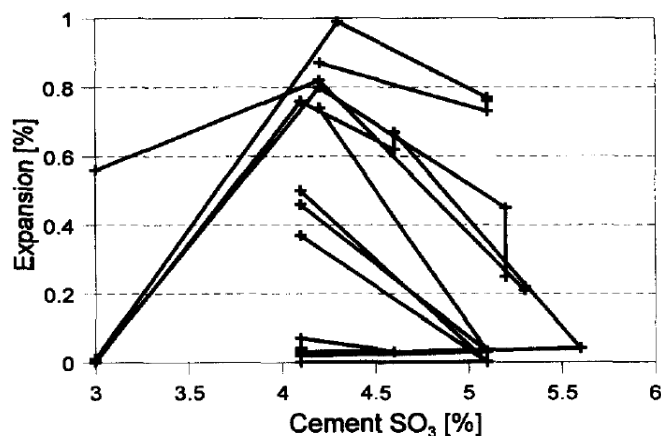


Figura 10 - Influência do teor de SO<sub>3</sub> do cimento na expansão de argamassas após cura a 90 °C [26].

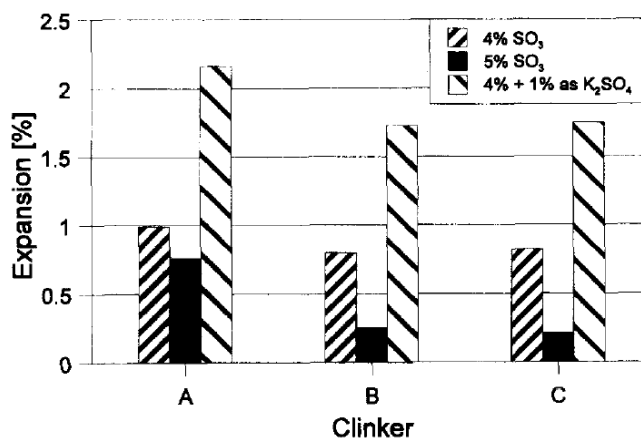


Figura 11 - Efeito da adição de K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> na expansão de argamassas após cura a 90 °C [26].

No que se refere à alumina, a partir de certo teor, existe uma proporção de sulfatos que conduz à formação máxima de etringite após o arrefecimento. Na Figura 12 pode observar-se que, para um teor de 5 % de alumina, na fase do aquecimento só existirá monossulfato que depois se transforma na totalidade em etringite, para um teor de sulfatos de cerca de 4 %. Para valores mais elevados deste ião, mesmo no aquecimento há sempre etringite primária que não instabiliza e que portanto não contribui para a expansão.

Deve ter-se em conta que nem toda a alumina estará disponível para reagir, nomeadamente a que se encontra sob a forma de aluminoferrato, como acontece nos cimentos Portland resistentes soas sulfatos.

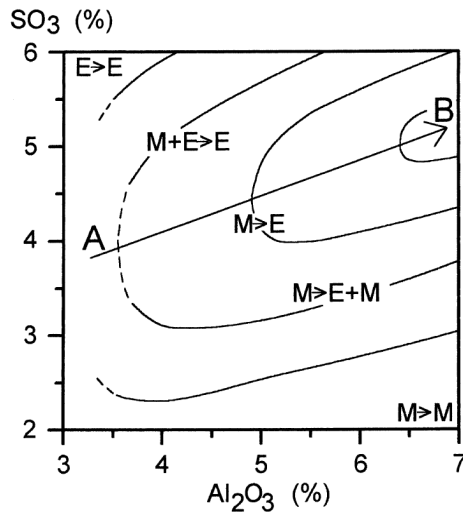


Figura 12 - Ilustração das tendências para a formação de etringite após arrefecimento do betão. As linhas de tendência representam a quantidade de etringite formada após o arrefecimento, que aumenta no sentido da seta AB. M representa o monossulfato e E a etringite. M+EE significa que existe monossulfato e etringite durante o aquecimento e que depois no arrefecimento aquele se transforma totalmente em etringite [27].

Na especificação LNEC E461 os teores admissíveis são:

- $SO_3 \leq 3,5 \%$  se  $C_3A \leq 3 \%$
- $SO_3 \leq 2,5 \%$  se  $3 \% < C_3A \leq 5 \%$

O óxido de magnésio (periclase) pode hidratar-se a temperaturas da ordem dos 90 °C [24] e provocar fissuração, funcionando como iniciador da expansão originada pela RSI. A especificação LNEC E461 não contempla este aspecto, havendo contudo indicações para limitar o teor de óxido de magnésio a 1 % [24].

As adições tipo II, quando presentes no ligante em proporções adequadas, podem prevenir a RSI, embora a proporção necessária destes materiais dependa da composição do cimento e da temperatura alcançada (Figura 13). A especificação LNEC E461 estabelece as mesmas proporções usadas na prevenção da RAS. A acção benéfica destas adições presume-se que seja devida à redução do hidróxido de cálcio na solução dos poros do betão, o que origina a formação de etringite com características não expansivas.

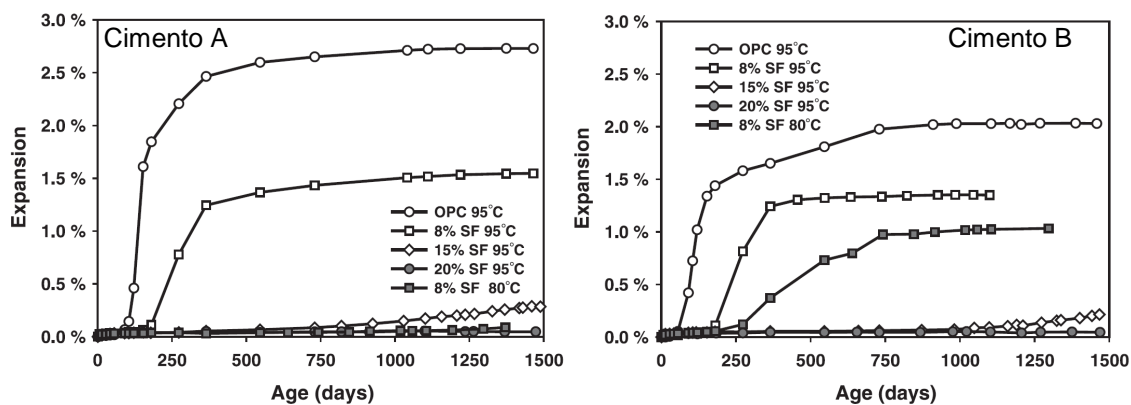


Figura 13 - Expansão verificada para argamassas de cimento Portland tipo III (designação ASTM) curadas a diferentes temperaturas e com diferentes percentagens de sílica de fumo (SF) [23].

Estudos realizados mostram que o aumento da superfície específica do cimento promove a RSI (Figura 14), pelo menos em idades avançadas, considerando-se que tal resulte de uma mais completa e rápida hidratação do cimento. É possível que ocorra também uma menor porosidade e, portanto, menor espaço para acomodar os produtos expansivos.

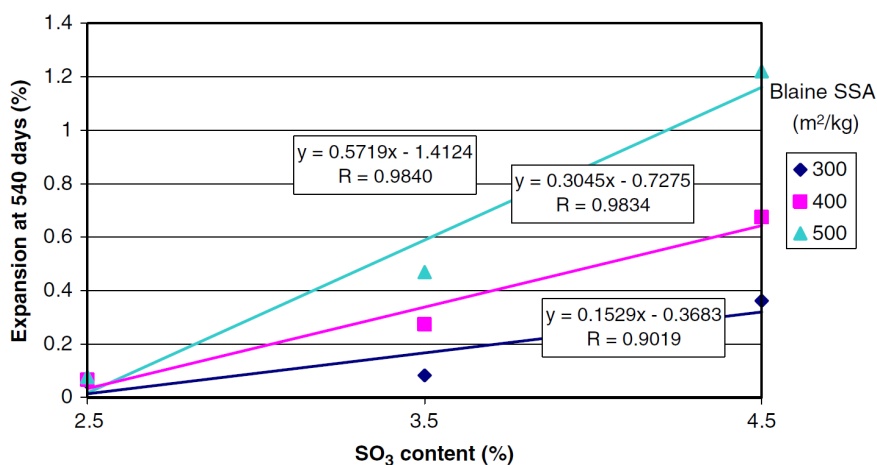


Figura 14 - Influência da superfície específica na expansão de argamassas curadas a 85 °C [28].

### 3.3. Controlo da humidade

Como se viu na secção 3.2, a etringite tem 32 moléculas de água na sua composição, pelo que só em condições de elevada humidade (ambiente saturado, de forma intermitente ou contínua, ou imerso em água [20, 29]) se observa a degradação do betão, dado que a água é necessária como reagente e como meio para o transporte dos iões envolvidos na reacção [21, 30]. Na Figura 15 pode constatar-se que a maior

expansão é observada quando se conservam os provetes em água. No entanto, se na água de conservação for adicionado hidróxido de potássio numa concentração dupla da existente nos poros do betão, a expansão pode ser suprimida. Julga-se que tal se deva ao impedimento da passagem à solução dos sulfatos contidos no C-S-H.

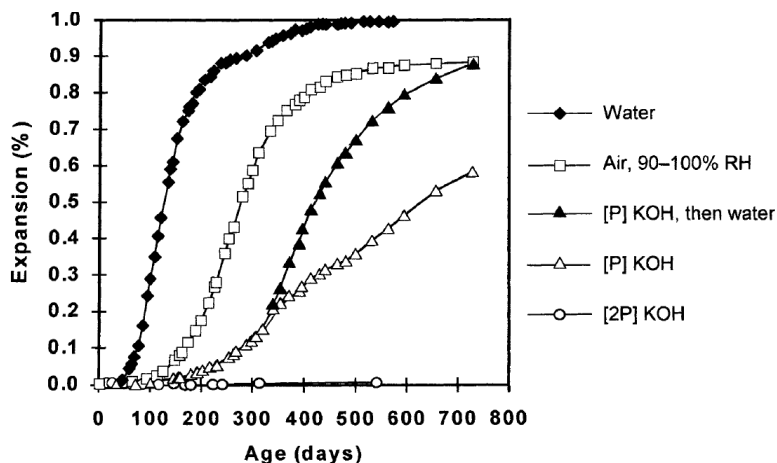


Figura 15 - Expansão verificada em argamassas curadas durante 12 horas a 90 °C e imersas em diversos meios à temperatura ambiente: [P] KOH – simulação da água dos poros (460 mmol/l KOH); [2P] KOH – 920 mmol/l KOH [27].

#### 4. RAS E RSI EM SIMULTÂNEO

A ocorrência conjunta destas reacções parece ter um comportamento mais gravoso que o somatório das suas acções individualizadas, presumindo-se que a RSI se desenvolve mais facilmente após o aparecimento de fissuração devida à RAS (Figura 16). Tal pode dever-se à facilidade de acesso da humidade, mas o consumo de álcalis na RAS também facilita a libertação dos sulfatos pelo C-S-H.

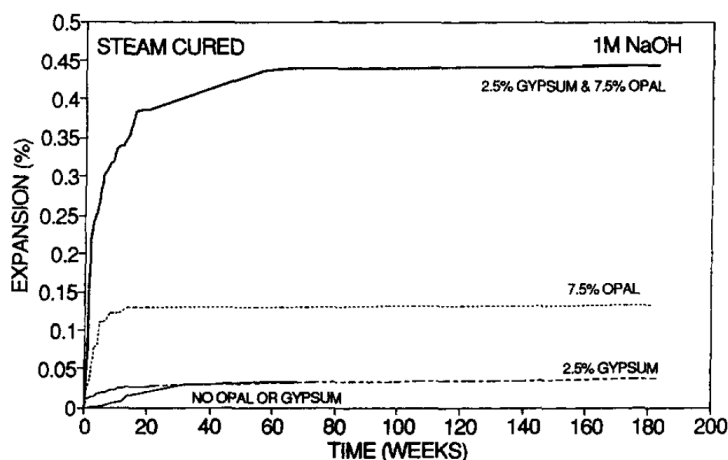


Figura 16 - Expansão verificada em argamassas curadas durante 8 h a 75 °C e depois armazenadas a uma temperatura de 40 °C e uma humidade relativa de 100 % [31].

## 5. NÍVEIS DE PREVENÇÃO DAS REACÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS

A especificação LNEC E461 estabelece uma metodologia que tem em conta a importância da estrutura (Quadro 7) e as condições de exposição ambiental referidas no Quadro 1. A França segue uma abordagem semelhante.

Quadro 7 - Categorias de risco das estruturas [5].

<b>Categorias</b>	<b>Exemplos de estruturas</b>
<b>R1:</b> Risco baixo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Elementos não carregados no interior de edifícios;</li> <li>- Estruturas temporárias ou de curto período de vida;</li> <li>- Elementos facilmente substituíveis.</li> </ul>
<b>R2:</b> Risco normal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Maioria dos edifícios e das estruturas de engenharia civil.</li> </ul>
<b>R3:</b> Risco elevado.	<p>Estruturas críticas ou com tempo de vida longo, onde se considera inaceitável o risco de degradação, tais como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Instalações nucleares;</li> <li>- Barragens;</li> <li>- Túneis;</li> <li>- Pontes ou viadutos importantes;</li> <li>- Estruturas contendo substâncias perigosas.</li> </ul>

Em função das duas condicionantes referidas, são fixados 3 níveis de prevenção, P1, P2 e P3, conforme se indica no Quadro 8.

Quadro 8 - Fixação do nível de prevenção [5].

<b>Categoria ambiental</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>
<b>Categoria de risco</b>			
<b>R1</b>	P1	P1	P1
<b>R2</b>	P1	P2	P2
<b>R3</b>	P2*	P3	P3

NOTA: \* No caso do betão em grandes massas deve considerar-se o nível de prevenção P3.

Como se observa o nível P3 aplica-se às obras de maior importância, expostas a ambientes húmidos, enquanto que para as construções correntes se aplica o nível 2. No Quadro 9, identificam-se as medidas a tomar em cada uma das situações.

Quadro 9 - Fixação do nível de prevenção das reacções expansivas internas.

Nível de prevenção	RAS	RSI
P1	Não é necessário tomar medidas	Não é necessário tomar medidas
P2 <sup>1)</sup>	Aplicar uma das seguintes medidas: <ul style="list-style-type: none"> <li>- controlar a alcalinidade da solução dos poros do betão;</li> <li>- evitar a presença de um teor crítico de sílica reactiva;</li> <li>- controlar a humidade e manter o betão num estado relativamente seco;</li> <li>- modificar as propriedades do gel formado de modo a ser não expansivo.</li> </ul>	Aplicar uma das seguintes medidas: <ul style="list-style-type: none"> <li>- controlar a temperatura máxima do betão;</li> <li>- controlar o teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante;</li> <li>- controlar a humidade e manter o betão num estado relativamente seco;</li> <li>- controlo do teor de hidróxido de cálcio.</li> </ul>
P3	Aplicar, em geral, pelo menos duas das medidas indicadas no nível P2.	Aplicar, em geral, pelo menos duas das medidas indicadas no nível P2

NOTA: <sup>1)</sup> Deverá aplicar-se uma das medidas indicadas.

No nível P3, o texto da especificação LNEC E 461 refere que se devem “aplicar, em geral, pelo menos duas das medidas indicadas no nível P2”. Tal implica que numa obra projectada para uma vida útil de 100 anos, provavelmente não deveremos aplicar agregados reactivos, pois tal obrigaria, por exemplo, a usar cimentos contendo adições tipo II e a proteger a estrutura da humidade. Mas se os agregados forem não reactivos, ainda assim será necessário aplicar uma medida preventiva adicional? A resposta deverá ser positiva se houver agregados da mesma família que sejam reactivos, ou se estivermos próximos de um limiar de decisão. Já deverá ser negativa, se o agregado for, por exemplo um calcário puro, sem qualquer presença de sílica.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Stanton, T. E., "Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate (this article originally appeared in Proceedings of the ASCE, December 1940, v. 66(10), pp. 1781-1811)", in *Selected Landmark Paper Collection on Concrete Materials Research*, Detwiler, R., Folliard, K., Olek, J., Popovics, J. S. & Snell, L. M. (Eds.), American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, 2008.
- [2] Pedersen, B. M., "Alkali-reactive and inert Fillers in Concrete. Rheology of fresh Mixtures and expansive Reactions", PhD Dissertation Thesis, Department of Structural Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology: Trondheim, 2004.

- [3] Swamy, R. N. (Ed.), "The Alkali-Silica Reaction in Concrete", 1 ed., Blackie and Son Ltd.: Glasgow and London, 1992.
- [4] Stark, D., "The Moisture Condition of Field Concrete Exhibiting Alkali-Silica Reactivity", in *Durability of Concrete, Vols 1 and 2*, Malhotra, V. M. (Ed.), Amer Concrete Inst: Detroit, 1991.
- [5] "Especificação LNEC - E 461 Betões. Metodologias para prevenir reacções expansivas internas", in *Especificações LNEC relacionadas com a NP EN 206-1:2007. Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I. P.: Lisboa, 2007.
- [6] Swamy, R. N., "Assessment and rehabilitation of AAR-affected structures". *Cement & Concrete Composites*, vol. 19, (5-6), pp. 427-440, 1997.
- [7] Bauer, S., Cornell, B., Figurski, D., Ley, T., Miralles, J. and Folliard, K., "Preventing Alkali-Silica Reaction and Delayed Ettringite Formation in New Concrete: A Literature Review (CTR Technical Report 0-4085-1)", The University of Texas at Austin, Center for Transportation Research: Red River, Austin, TX, 2006.
- [8] Hobbs, D. W., in *Alkali Silica Reaction in Concrete.*, Thomas Telford: London, 1988.
- [9] Wigum, B. J., Pedersen, L. T., Grek, B. and Lindgard, J., "PARTNER Project GRD1-CT-2001-40103 funded by the European Community under the 'Competitive and Sustainable Growth' Programme (1998-2002). PARTNER Project Report 2.1 (SBF52 A06018) - State-of-the art report - Key parameters influencing the alkali aggregate reaction". SINTEF Building and Infrastructure: Trondheim, NO, 2006.
- [10] Hobbs, D. W. and Gutteridge, W. A., "Particle size of aggregate and its influence upon the expansion caused by the alkali-silica reaction". *Magazine of Concrete research*, vol. 31, (109), pp. 235-242, 1979.
- [11] Diamond, S. and Thaulow, N., "A study of expansion due to alkali-silica reaction as conditioned by the grain size of the reactive aggregate". *Cement and Concrete Research*, vol. 4, (4), pp. 591-607, 1974.
- [12] Multon, S., Cyr, M., Sellier, A., Diederich, P. and Petit, L., "Effects of aggregate size and alkali content on ASR expansion". *Cement and Concrete Research*, vol. 40, (4), pp. 508-516,



- [13] Carles-Gibergues, A., Cyr, M., Moisson, M. and Ringot, E., "A simple way to mitigate alkali-silica reaction". *Materials and Structures*, vol. 41, (1), pp. 73-83, 2008.
- [14] Berube, M. A. and Duchesne, J., "Evaluation of Testing Methods Used for Assessing the Effectiveness of Mineral Admixtures in Suppressing Expansion due to Alkali-Aggregate Reaction", in *Proceedings of the 4th CANMET/ACI International Conference on Fly-Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete (SP132-31)*, Istanbul, Turkey, May 1992, Malhotra, S. K. (Ed.), American Concrete Institute Farmington Hills, MI, 1992.
- [15] "Alkali-silica reaction in concrete. Background to the guidance notes", in Digest 330. Building Research Establishment Limited (BRE): Garston, Watford, UK, 2004.
- [16] Diamond, S., "Unique response of LiNO<sub>3</sub> as an alkali silica reaction-preventive admixture". *Cement and Concrete Research*, vol. 29, (8), pp. 1271-1275, 1999.
- [17] Feng, C. W. and Keong, C. W., "Modeling of long-term creep behavior of structural epoxy adhesives". *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 2005.
- [18] Feng, X., Thomas, M. D. A., Bremner, T. W., Folliard, K. J. and Fournier, B., "New observations on the mechanism of lithium nitrate against alkali silica reaction (ASR)". *Cement and Concrete Research*, vol. 40, (1), pp. 94-101, 2010.
- [19] Feng, X., Thomas, M. D. A., Bremner, T. W., Folliard, K. J. and Fournier, B., "Summary of research on the effect of LiNO<sub>3</sub> on alkali-silica reaction in new concrete". *Cement and Concrete Research*, vol. 40, (4), pp. 636-642, 2010.
- [20] Taylor, H. F. W., "Cement Chemistry", 2nd ed., Academic Press: London, 1997.
- [21] Mehta, P. K. and Monteiro, P. J. M., "Concrete. Microstructure, Properties, and Materials", 3 ed., McGraw-Hill, 2005.
- [22] Heinz, D. and Ludwig, U., "Mechanism of subsequent ettringite formation in mortars and concretes after heat treatment", in *Proceedings of the 8th International Congress on the Chemistry of Cement*. Rio de Janeiro, Brasil. 1986.
- [23] Ramlochan, T., Zacarias, P., Thomas, M. D. A. and Hooton, R. D., "The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature - Part I: Expansive behaviour". *Cement and Concrete Research*, vol. 33, (6), pp. 807-814, 2003.

- [24] Quillin, K., "Delayed ettringite formation: in-situ concrete (Information Paper IP 11/01)". Building Research Establishment Limited (BRE): Garston, Watford, UK, 2001.
- [25] Divet, L., "Les réactions sulfatiques internes au béton: contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite", PhD Dissertation Thesis, Conservatoire national des arts et métiers: Paris, 2001.
- [26] Kelham, S., "The effect of cement composition and fineness on expansion associated with delayed ettringite formation". *Cement & Concrete Composites*, vol. 18, (3), pp. 171-179, 1996.
- [27] Taylor, H. F. W., Famy, C. and Scrivener, K. L., "Delayed ettringite formation". *Cement and Concrete Research*, vol. 31, (5), pp. 683-693, 2001.
- [28] Tosun, K., "Effect of SO<sub>3</sub> content and fineness on the rate of delayed ettringite formation in heat cured Portland cement mortars". *Cement & Concrete Composites*, vol. 28, (9), pp. 761-772, 2006.
- [29] Page, C. L. and Page, M. M. (Eds.), "Durability of concrete and cement composites", 1st ed., Woodhead Publishing: Cambridge, 2007.
- [30] Neville, A., "The confused world of sulfate attack on concrete". *Cement and Concrete Research*, vol. 34, (8), pp. 1275-1296, 2004.
- [31] Shayan, A. and Ivanusec, I., "An experimental clarification of the association of delayed ettringite formation with alkali-aggregate reaction". *Cement & Concrete Composites*, vol. 18, (3), pp. 161-170, 1996.



## TEMA 3

### Diagnóstico, Observação e Prognóstico das Estruturas Afectadas

# ÍNDICE

Pág.

<b>1. Introduction.....</b>	<b>73</b>
<b>2. Observations et mesures in situ.....</b>	<b>74</b>
<b>2.1. Inspection de la structure .....</b>	<b>74</b>
<b>2.2. Recueil d'informations .....</b>	<b>76</b>
<b>2.3. Surveillance et évaluation de l'état de la structure .....</b>	<b>76</b>
2.3.1. CARACTÉRISATION DE LA FISSURATION .....	76
2.3.2. INSTRUMENTATION DE SUIVI DE DÉFORMATION.....	77
<b>3. Méthodes de diagnostic en laboratoire.....</b>	<b>78</b>
<b>3.1. Prélèvement de carotte in situ .....</b>	<b>78</b>
<b>3.2. Les examens au microscope électronique à balayage .....</b>	<b>79</b>
<b>3.3. L'analyse minéralogique du béton .....</b>	<b>80</b>
<b>3.4. Calcul de l'histoire thermique de la pièce en béton .....</b>	<b>80</b>
<b>3.5. Essai d'expansion résiduelle .....</b>	<b>82</b>
<b>4. Stratégie de diagnostic et de pronostic des ouvrages malades .....</b>	<b>82</b>
<b>5. Conclusion .....</b>	<b>83</b>
<b>6. Bibliographie.....</b>	<b>83</b>

# METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC DES STRUCTURES EN BETON ATTEINTES DE REACTION SULFATIQUE INTERNE

---

---

*Loïc Divet, Alexandre Pavoine*

*Université de Paris Est*

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)*

*Paris, France*

---

**RÉSUMÉ.** La réaction sulfatique interne (RSI) est une réaction chimique qui peut être à l'origine de la dégradation des bétons. Cette réaction est susceptible d'affecter l'ensemble du béton sans faire appel à une source extérieure en sulfates. Elle provoque alors un gonflement du matériau dû à la formation d'ettringite qui engendre une fissuration de la structure. L'objectif de cette contribution vise à présenter les méthodes et techniques adaptées au diagnostic de la RSI. La démarche doit alors reposer sur une approche globale qui doit prendre en compte à la fois les aspects microscopiques propres au matériau et les aspects macroscopiques liés à la structure (environnement, sollicitations mécaniques, ...). Elle doit également se baser sur le recoupement des informations recueillies à partir de différentes techniques mises en œuvre sur le site et en laboratoire.

**ABSTRACT.** The internal sulphate reaction is a chemical reaction that may lie at the origin of deterioration in concrete. This reaction is capable of altering the entire concrete structure without relying upon an external sulphate source; it thereby causes swelling of the material, which in turn incites cracking of the structure.

The diagnosis adopts a holistic approach, that is to say it considers both microscopic aspects that relate to the material and macroscopic aspects that relate to the structure (environment, mechanical stresses, ...). Various complementary investigation techniques are employed.

**MOTS-CLÉS :** béton, diagnostic, réaction sulfatique interne, formation différée de l'ettringite.

**KEYWORDS:** CONCRETE, DIAGNOSTIC, INTERNAL SULPHATE REACTION, DELAYED ETTRINGITE FORMATION.

---

## 1. INTRODUCTION

La réaction sulfatique interne (RSI) est une réaction chimique qui peut être à l'origine de la dégradation des bétons. Cette réaction est susceptible d'affecter l'ensemble du béton sans faire appel à une source extérieure en sulfates. Elle provoque alors un gonflement du matériau dû à la formation d'ettringite qui engendre une fissuration de la structure. En France, une cinquantaine de structures en béton coulés en place font l'objet essentiellement d'une RSI car il est possible de rencontrer des ouvrages atteints

à la fois d'une RSI mais aussi d'une réaction alcali-silice. Les gonflements ne concernent jamais la totalité de la structure mais essentiellement les parties ayant subi un échauffement élevé et exposées à un environnement humide. Il peut s'agir d'éléments traités thermiquement en usine ou coulés en place. Ces derniers peuvent atteindre des températures élevées durant plusieurs jours du fait de l'exothermie du béton, de la géométrie de l'élément et de la température extérieure. Le gonflement de la pièce en béton et son impact sur les éléments adjacents peut endommager fortement la structure.

Le premier cas de RSI a été identifié en 1997 en France (Divet *et al.*, 1998). Nous étions dépourvus d'outils d'analyse et de prédiction pour aider le gestionnaire dans sa prise de décision vis-à-vis de l'estimation de l'état de santé et du traitement de la structure. L'objectif de cette contribution vise à présenter les méthodes et techniques adaptées au diagnostic de la RSI. Le diagnostic doit permettre de déterminer l'origine exacte des désordres, d'estimer l'étendue du phénomène et d'obtenir des informations sur l'évolution à terme de la réaction délétère. La difficulté résulte de la complexité de la RSI car l'ettringite est un minéral qui se rencontre dans les bétons sains et de la confusion qui existe avec des désordres similaires dus à l'alcali-réaction. La démarche doit alors reposer sur une approche globale qui doit prendre en compte à la fois les aspects microscopiques propres au matériau et les aspects macroscopiques liés à la structure (environnement, sollicitations mécaniques,...). Elle doit également se baser sur le recoupement des informations recueillies à partir de différentes techniques mises en œuvre sur le site (instrumentation du suivi de la déformation, caractérisation de la fissuration,...) et en laboratoire (microscopie électronique à balayage, essais d'expansion résiduelle,...). Elle pourra aussi faire appel au calcul aux éléments finis afin d'estimer l'échauffement de la pièce en béton ainsi que de modéliser l'état actuel et l'évolution des propriétés mécaniques de la structure sous l'effet d'un gonflement dû à la RSI.

## **2. OBSERVATIONS ET MESURES IN SITU**

### **2.1. Inspection de la structure**

La présomption initiale de l'existence d'une réaction sulfatique interne dans un ouvrage est fondée sur la présence de symptômes visuels détectés lors d'une visite ou d'une inspection. Les désordres se manifestent le plus souvent sous la forme d'un réseau de fissures multidirectionnelles à larges mailles (figure 1). La fissuration est plus ou moins

dense selon le degré d'évolution de la réaction. Elle présente parfois des orientations préférentielles en fonction par exemples de la distribution des armatures ou des efforts de compression s'opposant au gonflement interne. Les désordres observés apparaissent donc similaires à ceux observés sous l'effet d'une réaction alcali-silice. Une réaction de gonflement interne peut aussi engendrer d'autres formes de désordres apparents sur un ouvrage tels que mouvements d'ensemble, déformations, .... Le «manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art» (LCPC, 1999), publié par le LCPC en février 1999, apporte une aide utile pour l'identification des diverses manifestations pouvant traduire l'existence d'une telle réaction.



Figure 1 - Fissuration multidirectionnelle localisée sur un massif de fondation de pile de pont.

Lors de l'inspection, il est important d'examiner l'étendue et la localisation des désordres au sein de l'ouvrage. La date d'apparition des désordres est également un élément important. L'environnement doit être pris en compte et, en particulier, les arrivées d'eau ou d'humidité, doivent être systématiquement recherchées. En effet, il est important de noter que ce sont généralement les parties de structure en contact direct avec l'eau (piles en rivière, fondations, barrages, tuyaux d'irrigation, ...) qui sont touchées par cette réaction. Les parties de structure soumises aux intempéries, ou à une humidité permanente, ou à une alternance de cycles séchage-humidification (traverses de chemin de fer, toitures en fibro-ciment, ...) peuvent également présenter des désordres.



## 2.2. Recueil d'informations

Il s'agit de recueillir et d'analyser toutes les informations utiles pouvant être reliées à la RSI. Pour cela, il est indispensable de retrouver et de consulter le dossier de l'ouvrage. La liste suivante donne un aperçu non exhaustif des informations à obtenir :

- Informations sur le ciment : nature et origine du ciment, teneurs en alcalins, en aluminates, en sulfates et exothermie du ciment ;
- Informations sur le béton : nature et origine des granulats, dosage en ciment, E/C et présence d'additions minérales ;
- Informations sur les conditions de fabrication et de mise en œuvre du béton : période de bétonnage, bétonnage de grande masse, traitement thermique sévère (préfabrication), température extérieure lors du bétonnage, échéance de décoffrage, technique de cure utilisée.

## 2.3. Surveillance et évaluation de l'état de la structure

La surveillance et l'évaluation initiale d'une structure suspectée de RSI nécessite de caractériser l'état de fissuration et d'endommagement de l'ouvrage. Une instrumentation simplifiée de mesure de l'évolution des déformations de certaines parties de la structure doit être également implantée. Cette surveillance est dite renforcée au sens du fascicule 03 de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (Ministère des Transports, 1998).

### 2.3.1. Caractérisation de la fissuration

La démarche vise à quantifier l'état de fissuration d'un ouvrage. Les moyens de mesures doivent être précis, faibles et reproductibles dans le temps. La méthode LPC 47 « Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton » (LCPC, 1997) répond à cet objectif lorsque la fissuration est orientée. Cette méthode consiste à relever à l'aide d'un fissuromètre toutes les fissures interceptant un repère constitué de quatre axes tracés dans une zone d'un mètre carré sur la partie du parement à étudier (figure 2). Plusieurs repères sont en général implantés sur une structure ; leur nombre dépend de l'importance de l'ouvrage et de l'étendue des désordres. L'indice de fissuration d'une zone déterminée est la somme des ouvertures des fissures interceptées par les quatre axes, rapportées à l'unité de longueur (ouverture/m). Cet indice de fissuration peut être relié au degré d'endommagement d'une structure en béton armé ferrailé suivant les règles de l'art (Godart, 1993).

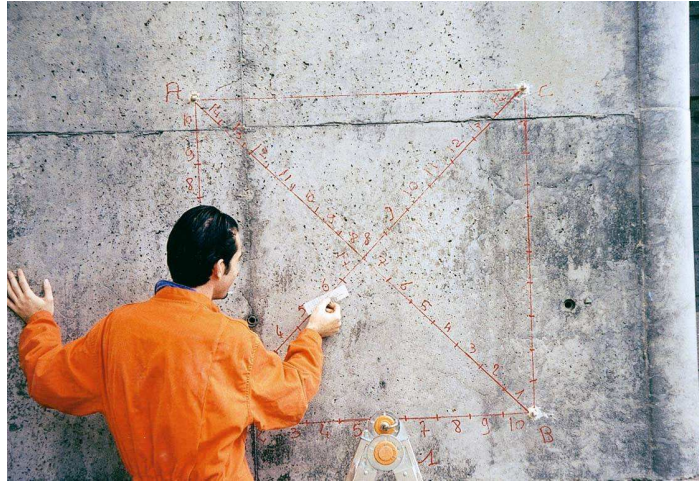


Figure 2 - Mesure de l'indice de fissuration.

### 2.3.2. Instrumentation de suivi de déformation

Cette opération vise à évaluer les déformations globales de la structure dans le temps en l'équipant avec des bases de mesure dimensionnelle. Les informations recueillies permettront de connaître précisément l'évolution ultérieure de l'ouvrage sous l'effet de la pathologie qui le touche. Les moyens de mesure dimensionnelle couramment utilisés sont la distancemétrie par fil invar (figure 3), la distancemétrie infrarouge et la planimétrie laser. Les domaines d'application, les principes de mesure et les modes opératoires sont précisés dans le guide technique du lcpc intitulé «Méthodes de suivi dimensionnel et de suivi de la fissuration des structures» (LCPC, 2009).



Figure 3 - Mesure des déformations par distancemétrie à fil Invar.

### 3. METHODES DE DIAGNOSTIC EN LABORATOIRE

#### 3.1. Prélèvement de carotte in situ

Les essais en laboratoire sur des carottes prélevées sur ouvrage constituent les bases indispensables du diagnostic pour ce type de pathologie. On pourra également se reporter au livre GranDuBé – Grandeurs associées à la durabilité des bétons (GranduBé, 2007) qui donne une aide au diagnostic à l'échelle du matériau. Le diagnostic doit être effectué à partir d'échantillons prélevés sur l'ouvrage par carottage, tant en zone altérée (avec un échantillonnage réparti compte tenu de l'hétérogénéité du phénomène) qu'en zone saine. Dans ce dernier cas, il peut s'agir d'une autre partie de l'ouvrage formulé avec le même béton. Il est important de signaler que les prélèvements doivent être suffisamment profonds pour être représentatifs des températures maximales atteintes dans la pièce en béton. Dans le cas contraire, le matériau est susceptible d'apparaître sain alors que des produits délétères peuvent être présents à cœur. Sur la figure 4, nous représentons la température maximale calculée au cours de l'échauffement d'un chevetre lors de sa réalisation (simulation numérique à l'aide du module TEXO intégré dans le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC). Il existe un fort gradient de températures à partir de la surface vers le cœur. Pour cette partie d'ouvrage, ceci implique qu'il est indispensable de faire un diagnostic de l'état du matériau sur des échantillons prélevés au-delà de 50 cm de profondeur (l'épaisseur de la pièce est de 3 m), dans des zones où l'échauffement du béton a été maximal.

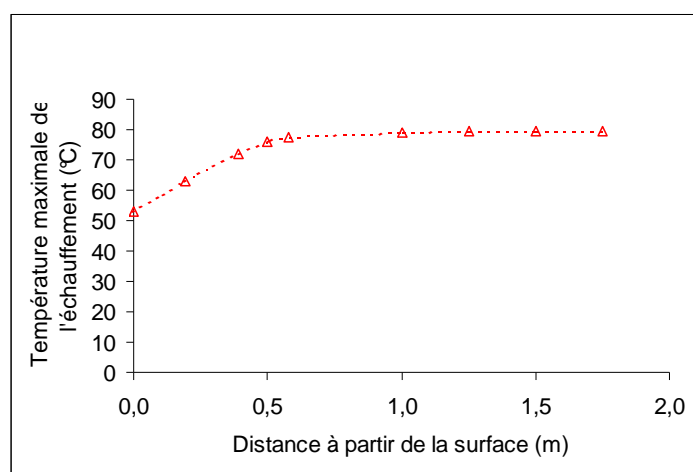


Figure 4 - Température calculée aux éléments fins pour un chevetre de dimensions 2 x 14 x 3,5 m.

### 3.2. Les examens au microscope électronique à balayage

La microscopie électronique à balayage est actuellement la seule technique permettant d'identifier des produits résultant d'une RSI. Cette technique permet de distinguer une ettringite normale résultant de l'hydratation du ciment (figure 5), d'une ettringite délétère ayant des propriétés expansives (figure 6). En effet, la présence d'ettringite n'est pas une indication suffisante pour déclarer un béton affecté par une RSI. Les examens sont réalisés sur des cassures fraîches obtenues par fracture afin de préserver l'apparence et l'agencement des minéraux constitutifs, mais aussi sur des échantillons polis afin de bien localiser les produits néoformés nocifs. La distinction des formes expansives et non expansives de l'ettringite reste délicate.

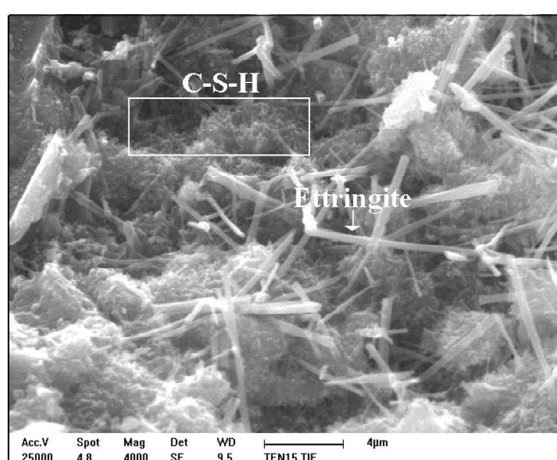


Figure 5 - Aiguilles d'ettringite résultant de l'hydratation du ciment (grossissement 4000 au microscope électronique à balayage).

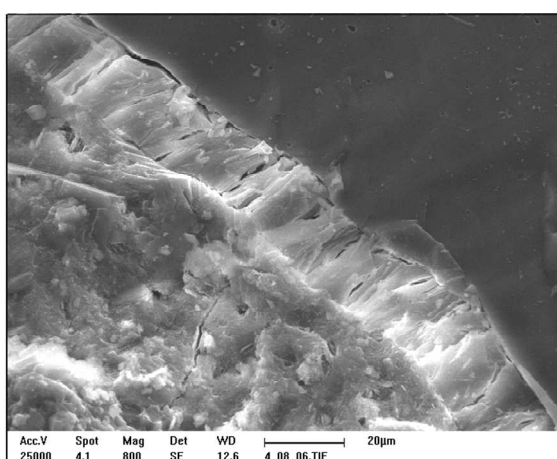


Figure 6 - Etringite ayant des propriétés expansives et localisées à l'interface pâte/granulat (grossissement 800 au microscope électronique à balayage).

Toutefois, le faciès observé associé à la localisation de l'ettringite peut donner une information pertinente sur le caractère gonflant ou non. En effet, le faciès caractéristique en aiguilles, où les cristaux sont bien individualisés, correspond à l'ettringite non expansive qui a précipité à partir de la solution interstitielle dans la porosité du béton. Elle résulte de la précipitation à partir d'une solution faiblement saturée, donc dans un état d'équilibre thermodynamique. Par contre, l'ettringite « comprimée » est essentiellement localisée à l'interface pâte/granulats et présente alors un caractère expansif.

### 3.3. L'analyse minéralogique du béton

En complément aux examens microscopiques, il est nécessaire de recourir à l'analyse minéralogique complète qui permet de reconstituer le béton formulé à l'origine (nature des granulats, type de ciment, dosage en ciment, teneur en alcalins, etc.). C'est aussi un moyen de déterminer l'origine des sulfates (interne ou externe) impliqués dans la réaction sulfatique et de vérifier la présence des paramètres nécessaires au développement de la RSI.

Cette étude nécessite l'utilisation de plusieurs méthodes d'investigations complémentaires (Deloye, 1977):

- Mesure de la masse volumique apparente et de la porosité par pesées hydrostatiques;
- Analyse chimique du filtrat d'une attaque « ménagée » du matériau par l'acide 0,25 mol/L;
- Détermination des espèces minérales présentes par diffractométrie des rayons X;
- Analyses thermogravimétriques et thermique simultanées;
- Examen au microscope électronique à balayage couplé à l'analyse par spectrométrie X à sélection d'énergie.

Les résultats de ces investigations sont ensuite traités par itération à l'aide du logiciel «Minéraux» pour en déduire la composition minéralogique quantitative du béton.

### 3.4. Calcul de l'histoire thermique de la pièce en béton

Le paramètre température est primordial dans les mécanismes de la RSI. C'est pourquoi, il est souhaitable de procéder à une évaluation par le calcul de la

température maximale qu'a pu atteindre le béton lors de sa mise en oeuvre. La connaissance de ce paramètre constitue un élément important pour confirmer le diagnostic.

Des outils de calcul relativement simples peuvent être utilisés pour estimer l'élévation de température à partir de certains paramètres de la formulation du béton. Cette méthode repose sur l'exploitation de différents abaques et est décrite dans l'annexe 4 du guide technique du LCPC – Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne (LCPC, 2007). Elle nécessite de connaître le dosage en ciment, en additions minérales et en eau efficace du béton, sa masse volumique, les résistances en compression à 2 et 28 jours du ciment ainsi que sa chaleur d'hydratation à 41 heures.

Dans certains cas, il est préférable de réaliser une étude plus fine en utilisant un code de calcul aux éléments finis. Pour cela, le calcul nécessite de connaître les propriétés du béton (courbe de dégagement de chaleur du béton, énergie d'activation du béton, chaleur d'hydratation du ciment, capacité thermique du béton : informations obtenues soit par consultation des archives, soit par le diagnostic minéralogique, soit par des essais spécifiques), la géométrie et les paramètres qui régissent les échanges entre l'extérieur et la pièce de béton étudiée (températures extérieure et du béton, type de coffrage, phasage de réalisation). A titre d'exemple, nous donnons sur la figure 7 le résultat du calcul appliqué à un chevêtre de dimensions 2 x 14 x 3,5 m dont le béton a été coulé avec une température extérieure de 23,5°C. Cette simulation montre que la température maximale atteinte au cœur de la pièce est de 80°C. De plus, la température a été maintenue au-delà de 70°C pendant près de 5 jours.

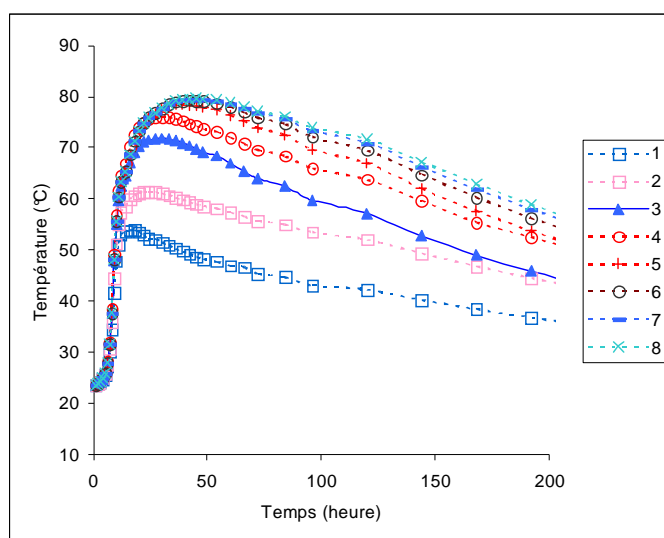


Figure 7 - Echauffement du béton en différents points d'un chevêtre de dimensions 2 x 14 x 3,5 m pour une température moyenne extérieure de 23,5°C.

### 3.5. Essai d'expansion résiduelle

C'est un essai qui permet d'évaluer si le gonflement du béton de la structure peut encore fortement augmenter. Il constitue donc un moyen de diagnostic au sein d'un ouvrage mais aussi un élément de pronostic sur l'évolution possible de la RSI. Cette méthode consiste à évaluer le gonflement ultérieur potentiel de béton en place en mesurant les déformations de carottes extraites de l'ouvrage puis conservées dans un milieu propice à accélérer la réaction conformément à la méthode d'essai des lpc n°67 (LCPC, 2009).

## 4. STRATEGIE DE DIAGNOSTIC ET DE PRONOSTIC DES OUVRAGES MALADES

Le guide d'aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne (LCPC, 2003) donne une aide pour mettre en œuvre une méthodologie de diagnostic et de pronostic appropriée et cohérente d'un parc d'ouvrages malades. Compte tenu du coût des différentes techniques de diagnostic et de la cinétique relativement lente de la RSI, il n'est pas obligatoirement nécessaire de les mettre toutes en œuvre, hormis le cas des ouvrages très atteints. Il est préférable d'adopter une démarche progressive qui dépend de l'état de la structure et de la vitesse d'évolution des désordres.

Les structures endommagées peuvent alors être classées en deux catégories:

- les ouvrages présentant des désordres avancés affectant une zone vitale de l'ouvrage (éléments structurel ou élément pouvant porter atteinte à la sécurité des usagers). Le suivi de l'état de la structure et les analyses en laboratoire doivent être menés simultanément. Si le béton a encore une forte capacité de gonflement, il sera alors nécessaire d'établir un pronostic sur la capacité résistante de la structure. Ceci repose sur un calcul spécifique de l'ouvrage prenant en compte les effets du gonflement. Un module, intitulé RGIB a été développé dans le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC pour simuler le comportement des structures en béton atteintes d'alcali-réaction (Li *et al.*, 2004) ou de RSI (Baghdadi, 2008).
- les ouvrages présentant des désordres moins prononcés ou dont les désordres n'affectent pas une partie vitale. Dans un premier temps, il n'est pas nécessaire d'effectuer des prélèvements en vue d'analyses en laboratoire. Il faut alors mettre en œuvre rapidement un suivi de l'ouvrage faisant appel à la distancemétrie et à un suivi de la fissuration. Ce n'est que si l'évolution des

désordres dans le temps s'avère rapide que le prélèvement de carottes doit être réalisé pour des analyses.

## 5. CONCLUSION

Le diagnostic sur l'origine et la cause des désordres ainsi que le pronostic sur l'évolution probable du phénomène sont deux questions essentielles auxquelles il convient de répondre pour pouvoir programmer au mieux des mesures curatives et palliatives. Ces informations permettront aux gestionnaires de mieux définir sa stratégie et ses priorités de maintenance des ouvrages malades. De nouveaux outils ont alors été développés depuis l'apparition du premier cas identifié en France. Les méthodes de diagnostic et de pronostic peuvent être classées en trois familles :

- le suivi in situ du gonflement de la structure et de sa fissuration dans le temps;
- les analyses en laboratoire d'échantillons prélevés sur ouvrage
- les modules de calcul permettant de simuler le comportement de la structure atteinte de RSI ainsi que son histoire thermique.

Si la RSI est alors bien avérée lors du diagnostic/pronostic, le choix de la solution de traitement ou de renforcement de l'ouvrage pourra s'appuyer sur le guide technique du LCPC – Traitement, renforcement et réparation des ouvrages en béton atteints de réactions de gonflement interne (LCPC, 2010) dont la parution est prévue en 2010.

## 6. BIBLIOGRAPHIE

Baghdadi N., Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des ponts et chaussées, 2008.

Deloye F.X., «Utilisation du calcul automatique en analyse minéralogique quantitative», *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°89, 1977, p. 33-38.

Divet L., Guerrier F., Le Mestre G., «existe-t-il un risque de développement d'une activité sulfatique d'origine endogène dans les pièces en béton de grande masse? Le cas du pont d'Ondes (Haute-Garonne)», *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°213, 1998, p. 59-72.

Godart B., «Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réaction – Evaluation et surveillance des ouvrages», *Annales de l'ITBTP*, n°517, 1993, p. 134-162.



- GranDuBé, Grandeurs associées à la durabilité de bétons sous la direction de Arliguie G. et Hornain H – Dégradation du béton liée à l'action des sulfates et aux phénomènes d'alcali-réaction par Hornain H et Rougeau P. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p. 206-262, 2007.
- LCPC, Détermination de l'indice de fissuration d'un parement en béton, Méthode d'essai des lpc n°47, octobre 1997.
- LCPC, Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art, février 1999.
- LCPC, Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne, Guide technique, novembre 2003.
- LCPC, Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne, Guide technique, août 2007.
- LCPC, Réaction sulfatique interne au béton – Essai d'expansion résiduelle sur carotte de béton extraite de l'ouvrage, Technique et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, méthode d'essai des lpc n°67, mars 2009.
- LCPC, Méthodes de suivi dimensionnel et de suivi de la fissuration des structures – avec application aux structures atteintes de réaction de gonflement interne du béton, Guide technique, décembre 2009.
- LCPC, Traitement, renforcement et réparation des ouvrages atteints de réaction de gonflement interne du béton, Guide technique, à paraître en 2010.
- Li K., Coussy O., Larive C., Modélisation chimico-mécanique du comportement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice, Ouvrages d'art n°43, 2004, LCPC
- Ministère des Transports – Direction des Routes, Instruction technique pour la Surveillance et l'entretien des ouvrages d'art – 2<sup>ème</sup> partie – fascicule 03 : Auscultation, Surveillance renforcée, Haute surveillance, Mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde, 1998, LCPC.

## TEMA 4

### Manutenção e Reparação das Estruturas Afectadas



**PARTE 1:**

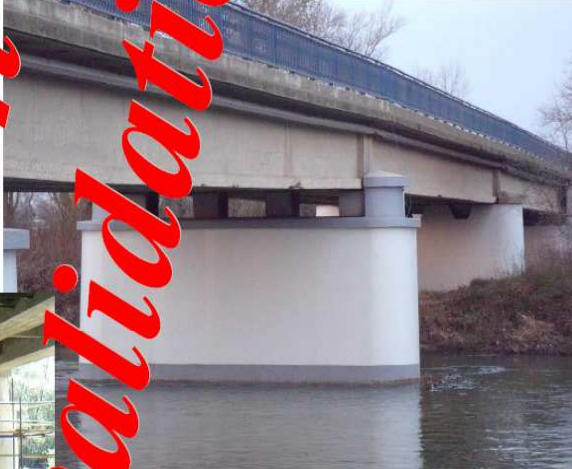
**TRAITEMENT, RENFORCEMENT ET REPARATION DES OUVRAGES ATTEINTS  
DE REACTION DE GONFLEMENT INTERNE DU BETON**

*Didier Germain*

*Center of Equipment Technical Studies (CETE)*

*Lyon, France*





**Guide technique**

**Traitement, renforcement et  
réparation des ouvrages atteints de  
réaction de gonflement interne du  
béton**



S'appuyant sur l'expérience acquise et des résultats de recherches menés au sein du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées dans le domaine des structures atteintes de réaction de gonflement interne du béton, ce guide a été élaboré dans le cadre d'un groupe de travail constitué comme suit :

**Animateur**

Didier GERMAIN (CETE de Lyon - DOA)

**Rédacteurs**

Christophe AUBAGNAC (CETE de Lyon - LRPC Autun)  
Michaël DIERKENS (CETE de Lyon - LRPC Lyon)  
Loïc DIVET (LCPC)  
Pascal FASSEU (CETE Nord-Picardie - LRPC Lille)  
Didier GERMAIN (CETE de Lyon - DOA)  
Denis MALATERRE (SETRA)  
Olivier PAAL (CETE de Lyon - LRPC Lyon)  
Alexandre PAVOINE (LCPC)  
Jean-François SEIGNOL (CETE de Lyon - LRPC Clermont-Ferrand)  
Jean-Claude WENDLING (CETE de Lyon - LRPC Autun)

**Relecteurs**

Bruno GODARD (LCPC)  
François TOUTLEMONDE (LCPC)  
Jacques RESPLENDINO (DIR MED)

# Sommaire

Sommaire.....	3
Introduction.....	4
Présentation des phénomènes de réaction de gonflement interne du béton (RGIB).....	5
1 Quelques éléments de compréhension des phénomènes.....	5
1.1 L'alcali-réaction.....	5
1.2 La réaction sulfatique interne.....	7
2 Le diagnostic d'éléments en béton atteints par une réaction de gonflement.....	9
2.1 Les prélèvements in situ.....	9
2.2 Les essais en laboratoire.....	10
3 L'étude d'impact de la pathologie sur l'élément en béton dans la structure.....	11
3.1 Détermination du potentiel de gonflement résiduel.....	12
3.2 Les modules de calcul développés sous le logiciel CESAR du LCPC.....	13
Méthode de choix du traitement d'un ouvrage atteint de RGIB.....	15
1 Avertissement.....	15
2 Contexte.....	15
3 Traitement des ouvrages dont la réaction est arrêtée.....	16
4 Méthode de choix de traitement des ouvrages dont la réaction de gonflement est encore active....	16
4.1 Aléa.....	16
4.2 Vulnérabilité.....	17
4.3 Criticité.....	18
4.4 Enjeux.....	18
4.5 Classes de risque ⇒ Niveaux de traitement.....	19
4.6 Choix du traitement.....	19
Les méthodes de traitement, réparation ou renforcement.....	23
1 Description des différents traitements envisageables.....	23
1.1 Protection des personnes et de l'ouvrage,.....	23
1.2 Limitation des réactions.....	24
1.3 Limitation mécanique des gonflements, renforcement.....	26
1.4 Libération des contraintes.....	28
1.5 Reconstitution ou remplacement des zones altérées.....	29
2 Retours d'expériences pour certaines solutions.....	30
2.1 Recueil d'expériences d'ouvrages traités en France ou à l'étranger.....	30
2.2 Expérimentations en cours sur ouvrages.....	31
2.3 Expérimentations en laboratoire.....	32
Conclusions.....	34



# Introduction

Ce guide s'adresse aux maîtres d'œuvre et maîtres d'ouvrages confrontés à des ouvrages en béton atteints de réactions de gonflement interne.

Il fait suite au guide "Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne" et répond aux besoins des bureaux d'étude chargés du traitement, de la réparation ou du renforcement de ces ouvrages.

Les gonflements d'origine interne qui se caractérisent essentiellement par des désordres de fissuration sont la réaction alcali-silice (RAS) et la réaction sulfatique interne (RSI). La première partie du document propose une rapide description des phénomènes, de leurs causes à leur modélisation en passant par la caractérisation de leur sévérité.

Le guide propose ensuite une méthode de choix des traitements pouvant être mis en œuvre. Cette méthode s'applique aux ouvrages dont la pathologie a déjà été identifiée et caractérisée en tenant compte :

- de la sévérité des gonflements passés,
- de l'environnement de l'ouvrage,
- des évolutions prévisibles de la structure non traitée,
- du caractère stratégique de l'ouvrage aux yeux du maître d'ouvrage.

La méthode de choix permet, sur la base d'une analyse des risques, d'identifier parmi les différentes méthodes présentées en troisième partie du document, celles qui sont adaptées au cas de l'ouvrage.

Cette méthode de choix ne peut en aucun cas se substituer au recours à un bureau d'étude ouvrages d'art qui dispose des compétences nécessaires en comportement des structures et des matériaux.

Les logigrammes de choix de traitement ne doivent en aucun cas être utilisés hors du cadre de cette méthode.

La méthode de choix et la mise en œuvre de certains traitements sont illustrées par des cas concrets annexés au document. Ces cas sont tirés soit d'ouvrages réels traités et laissés dans leur environnement, soit d'expérimentations en laboratoire pratiquées sur éléments réactifs (éprouvettes ou corps d'épreuve) conservés en ambiance favorable au développement des réactions de gonflement. Ces ouvrages sont présentés à titre d'illustrations, mais chaque ouvrage étant un cas particulier, il n'est pas envisageable d'en tirer des conclusions de portée générale quant à l'efficacité des traitements réalisés.

L'attention des lecteurs de ce guide est attirée sur le manque de recul par rapport à certaines des solutions qui sont présentées. Jusqu'à présent, très rares étaient les ouvrages qui avaient été traités avec une bonne connaissance de l'avancement réel des gonflements.

# Présentation des phénomènes de réaction de gonflement interne du béton (RGIB)

Deux types de réactions de gonflement interne peuvent se rencontrer dans les bétons : l'alcali-réaction et la réaction sulfatique interne. Il s'agit de réactions qui se produisent dans le béton sans apport d'agents agressifs extérieurs.

## 1 Quelques éléments de compréhension des phénomènes

### 1.1 L'alcali-réaction

L'alcali-réaction résulte d'une réactivité entre certains ciments et certains granulats donnant lieu à la formation de produits gonflants (gels ou produits cristallisés). Elle a été identifiée pour la première fois en 1940 dans une structure en béton en Californie. En France, il faut attendre la fin des années 1970 pour diagnostiquer la présence d'alcali-réaction au sein de quelques barrages, et ce n'est qu'à partir de 1984 que le phénomène a été identifié dans plusieurs ponts.

Il est admis que l'alcali-réaction se présente sous trois types : réaction alcali-carbonate, réaction alcali-silicate et réaction alcali-silice :

- La réaction alcali-carbonate

Ce type de réaction est peu répandu. Elle concerne essentiellement les calcaires dolomitiques argileux. Cette réaction ne génère pas de gels siliceux mais semble aboutir à un gonflement de minéraux argileux ;

- La réaction alcali-silicate

Sous ce vocable sont regroupées les réactions impliquant des silicates plutôt que de la silice. Ce serait le cas de phyllosilicates du groupe des minéraux argileux gonflants.

- La réaction alcali-silice

La réaction alcali-silice est la plus fréquente des alcali-réactions. Elle peut impliquer diverses variétés de silice et créer des gels siliceux de différentes microstructures. Les mécanismes de réaction et d'expansion seraient sensiblement les mêmes pour toutes les variétés de silice.

Les dégradations consécutives à l'alcali-réaction peuvent apparaître de façons diverses suivant les structures examinées, et même suivant les différentes parties d'un même ouvrage. Il n'existe pas réellement de manifestations macroscopiques caractéristiques de l'alcali-réaction. Toutefois, la manifestation la plus visible est la fissuration du béton. Elle revêt différents aspects mais se présente le plus souvent sous la forme d'un réseau maillé, d'orientation anarchique ou suivant le ferrailage de la structure [LCPC : *Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art*, LCPC 1999, 42 p.].

L'alcali-réaction de type alcali-silice engendre des produits amorphes (gels), microcristallins ou cristallisés de composition silico-calco-alcalin. On peut observer ces produits très caractéristiques d'une alcali-réaction au microscope électronique à balayage. Suivant les cas, les produits peuvent être à proximité des granulats, dans les fissures et les pores de la pâte de ciment, dans les veines ou les plans de clivage des granulats, et parfois à

la surface des bétons sous forme d'exsudats.

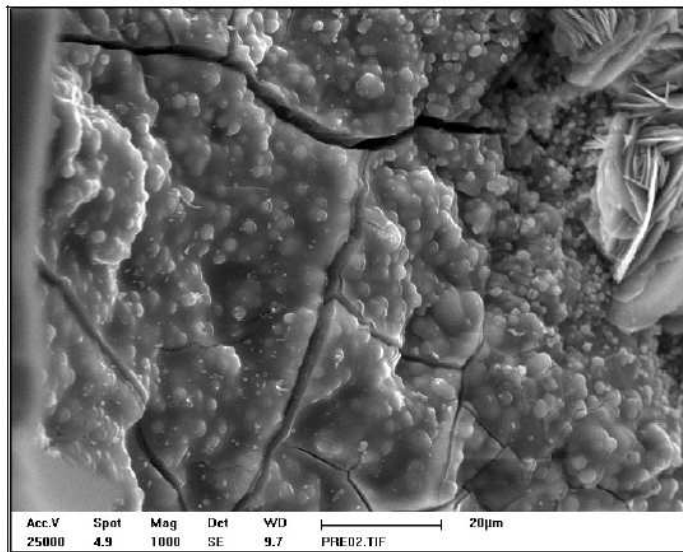


Photo 1. Gel mamelonné à texture craquelée résultant d'une réaction alcali-silice.

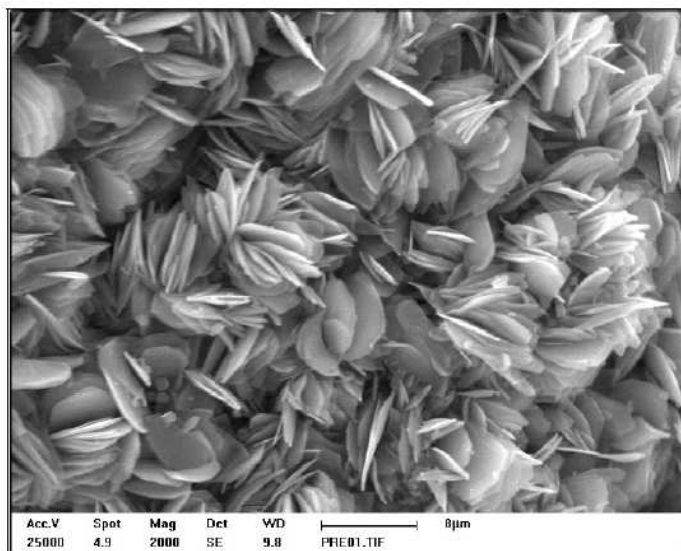


Photo 2. Rosettes constituées de microcristaux lamellaires résultant d'une réaction alcali-silice.

Trois conditions doivent être réunies pour que l'alcali-réaction se développe dans un béton : la présence d'un granulats potentiellement réactif, une concentration en alcalins élevée dans la solution interstitielle du béton (ceci se traduisant par un pH élevé) et des conditions d'humidité suffisamment élevées. La sévérité de la réaction alcali-silice dépend du degré de réactivité des granulats, mais aussi de leur granularité et de leur abondance dans le béton. De très nombreux granulats de types pétrographiques fort variés ont été reconnus comme réactifs. Ils peuvent comporter différentes variétés de silice réactive sous forme de silice amorphe, microcristallisée ou présentant un réseau cristallin perturbé. L'alcali-réaction est aussi une question de pH. Plus la solution interstitielle sera basique, plus la réaction sera favorisée. Enfin, le facteur principal dont dépend le développement de l'alcali-réaction est l'humidité relative interne du béton. En fait, on considère que des conditions d'humidité relative d'au moins 80-85 % sont requises pour que l'alcali-réaction puisse générer des expansions délétères.

## 1.2 La réaction sulfatique interne

La réaction sulfatique interne (RSI) est une réaction pathogène dont le développement peut se traduire par le gonflement d'une pièce de béton. L'altération du béton est due à la présence d'un hydrate expansif, l'ettringite, dont la formation dans un béton durci peut provoquer des contraintes importantes se traduisant par une expansion du béton.

A l'origine de ce phénomène, l'ettringite est aussi un produit normal de l'hydratation du ciment Portland. En effet, le ciment Portland est formulé par un mélange de clinker et de gypse qui en contact avec de l'eau produit, entre autres, des silicates de calcium hydratés, de l'hydroxyde de calcium (ou portlandite) et de l'ettringite (tri-sulfate d'aluminat de calcium hydraté). L'ettringite peut se former à différentes échéances dans une matrice cimentaire et présenter des faciès variés. De plus, l'origine des constituants entrant dans sa composition peut elle aussi changer. Cela se traduit par l'existence de plusieurs types d'ettringite. Pour uniformiser les termes employés, une désignation a été proposée en 2007 par l'Association française du Génie civil et à laquelle nous nous rapportons. Trois types d'ettringite sont distingués :

- **L'ettringite de formation primaire** qui ne provoque pas d'expansion ;
- **L'ettringite de formation secondaire** qui peut provoquer une expansion ;
- **L'ettringite de formation différée** consécutive à une élévation de la température subie par le béton au jeune âge, qui peut provoquer une expansion.

Lorsque l'hydratation du liant se produit à température ambiante, l'ettringite se forme au sein de la pâte de ciment sous la forme de fines aiguilles mêlées aux autres hydrates (**photo 1**) : c'est l'ettringite primaire. En réagissant avec les aluminates tricalciques, elle contrôle la cinétique d'hydratation du liant et permet de conserver une bonne maniabilité du béton frais.

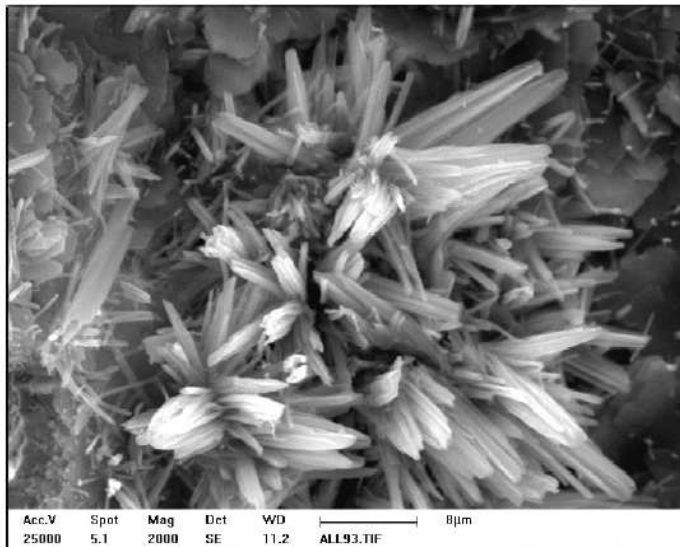


Photo 3. Fines aiguilles d'ettringite primaire.

L'ettringite secondaire se forme par apport tardif d'ions sulfates dans le béton. Il peut par exemple s'agir d'une attaque chimique par un environnement riche en sulfates (attaque dite externe). Les ions sulfates peuvent également être initialement présents dans le béton.

La formation différée de l'ettringite dans les bétons ne concerne que les éléments ayant subi un échauffement. Il s'agit des bétons coulés en place dont les dimensions, la formulation et les conditions de mise en œuvre ne permettent pas d'écouler suffisamment la chaleur libérée par l'hydratation du ciment (concept de pièces critiques...). Il s'agit aussi des bétons préfabriqués en usine auxquels on impose un cycle thermique excessif afin d'accélérer le durcissement. Il peut aussi s'agir de bétons qui subissent un échauffement tardif.

La formation de l'ettringite au cours de l'hydratation du liant est sensible à la température. Lorsque la température augmente, les concentrations en ions présents dans la porosité du béton, nécessaires pour faire précipiter

## 1.2 La réaction sulfatique interne

La réaction sulfatique interne (RSI) est une réaction pathogène dont le développement peut se traduire par le gonflement d'une pièce de béton. L'altération du béton est due à la présence d'un hydrate expansif, l'ettringite, dont la formation dans un béton durci peut provoquer des contraintes importantes se traduisant par une expansion du béton.

A l'origine de ce phénomène, l'ettringite est aussi un produit normal de l'hydratation du ciment Portland. En effet, le ciment Portland est formulé par un mélange de clinker et de gypse qui en contact avec de l'eau produit, entre autres, des silicates de calcium hydratés, de l'hydroxyde de calcium (ou portlandite) et de l'ettringite (tri-sulfo-aluminate de calcium hydraté). L'ettringite peut se former à différentes échéances dans une matrice cimentaire et présenter des faciès variés. De plus, l'origine des constituants entrant dans sa composition peut elle aussi changer. Cela se traduit par l'existence de plusieurs types d'ettringite. Pour uniformiser les termes employés, une désignation a été proposée en 2007 par l'Association française du Génie civil et à laquelle nous nous rapportons. Trois types d'ettringite sont distingués :

- **L'ettringite de formation primaire** qui ne provoque pas d'expansion ;
- **L'ettringite de formation secondaire** qui peut provoquer une expansion ;
- **L'ettringite de formation différée** consécutive à une élévation de la température subie par le béton au jeune âge, qui peut provoquer une expansion.

Lorsque l'hydratation du liant se produit à température ambiante, l'ettringite se forme au sein de la pâte de ciment sous la forme de fines aiguilles mêlées aux autres hydrates (**photo 1**) : c'est l'ettringite primaire. En réagissant avec les aluminates tricalciques, elle contrôle la cinétique d'hydratation du liant et permet de conserver une bonne maniabilité du béton frais.

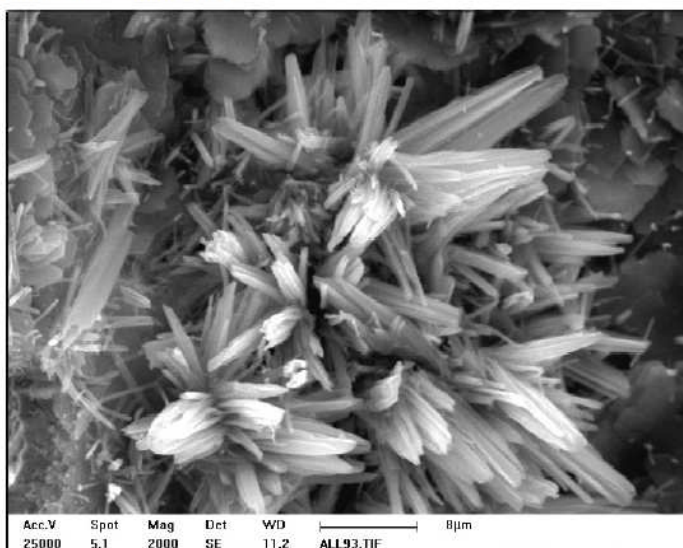


Photo 3. Fines aiguilles d'ettringite primaire.

L'ettringite secondaire se forme par apport tardif d'ions sulfates dans le béton. Il peut par exemple s'agir d'une attaque chimique par un environnement riche en sulfates (attaque dite externe). Les ions sulfates peuvent également être initialement présents dans le béton.

La formation différée de l'ettringite dans les bétons ne concerne que les éléments ayant subi un échauffement. Il s'agit des bétons coulés en place dont les dimensions, la formulation et les conditions de mise en œuvre ne permettent pas d'écouler suffisamment la chaleur libérée par l'hydratation du ciment (concept de pièces critiques...). Il s'agit aussi des bétons préfabriqués en usine auxquels on impose un cycle thermique excessif afin d'accélérer le durcissement. Il peut aussi s'agir de bétons qui subissent un échauffement tardif.

La formation de l'ettringite au cours de l'hydratation du liant est sensible à la température. Lorsque la température augmente, les concentrations en ions présents dans la porosité du béton, nécessaires pour faire précipiter

l'ettringite, augmentent elles-aussi. Au-delà de 65°C, les conditions peuvent être réunies pour que les sulfates du gypse et du clinker ne participent pas à la formation d'ettringite primaire. Ces ions peuvent rester en solution, précipiter pour former un autre produit plus stable à cette température (le monosulfoaluminate de calcium hydraté) ou être physiquement liés aux hydrates (silicates de calcium hydratés). Il se forme alors un système chimique thermodynamiquement instable à température ambiante et qui pourra alimenter un stock d'ions susceptibles de participer ultérieurement, dans une matrice durcie, à la formation d'ettringite, dite différée.

Dans le cadre d'une étude complète, l'identification de l'ettringite différée peut être effectuée par microscopie électronique à balayage. L'ettringite observée est dite massive. Elle se caractérise par son abondance et forme des veines au sein de la pâte de ciment ou de fins tapis entre les granulats et la matrice cimentaire (photo 2).

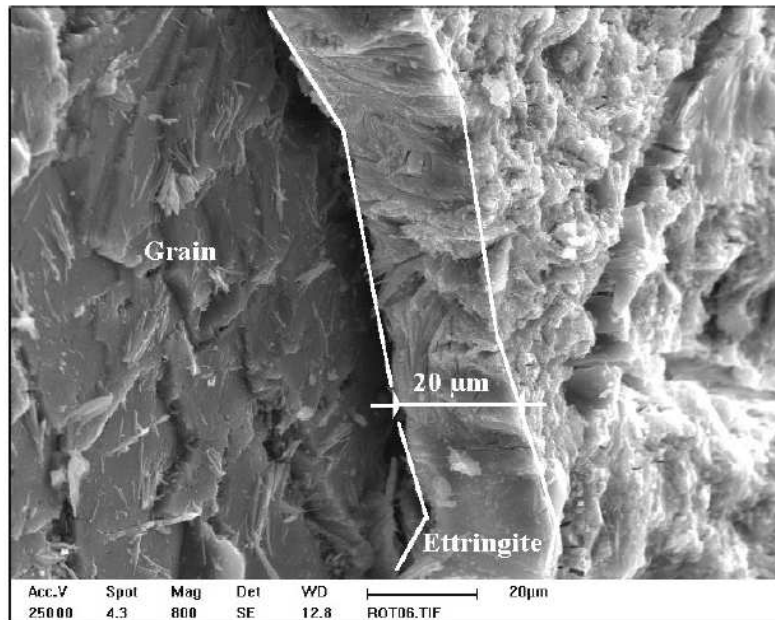


Photo 4. Ettringite différée formant un tapis entre la pâte de ciment et un granulat

Par retour d'expérience, nous avons pu constater que les pièces d'ouvrage où une réaction sulfatique interne a pu être diagnostiquée sont exposées à un environnement humide ou à de l'eau liquide. Le rôle de l'eau et les propriétés de transfert de l'eau dans le béton doivent jouer un rôle important dans le mécanisme réactionnel. Toutefois, l'état actuel des connaissances ne nous permet pas d'estimer un seuil d'hygrométrie en deçà duquel le risque peut être limité.

Le mécanisme de gonflement fait intervenir des paramètres liés aux constituants du béton, aux conditions d'hydratation et à l'environnement de l'élément en béton. Les constituants de l'ettringite (sulfate, aluminat, calcium, eau) et les éléments ayant un impact sur sa solubilité (les alcalins) jouent un rôle important dans ce phénomène en plus des caractéristiques de l'échauffement subi au jeune âge. Il est important de préciser que c'est une conjonction de facteurs qui peut provoquer l'apparition de ce phénomène ce qui explique la raison pour laquelle cette pathologie n'est apparue que dans un nombre de cas limité.

Les études réalisées sur la base de plans d'expériences factoriels montrent que le développement d'une RSI par formation différée d'ettringite dans un béton met en jeu des interactions fortes entre les différents facteurs impliqués dans le mécanisme. La plus importante de ces interactions a lieu entre la température atteinte au cours de l'échauffement et la teneur en alcalins du béton. Chacun de ces deux paramètres accentue l'effet de l'autre sur le risque de développement de la pathologie.

En ce qui concerne la formulation des bétons, des études montrent que des additions minérales (cendres volantes et laitier de haut fourneau) peuvent avoir un effet bénéfique et réduire le risque de gonflement du béton lorsqu'elles sont utilisées à plus de 20% en substitution du ciment. L'impact de ces additions est double, il s'agit d'un effet de dilution (diminution du dosage en ciment) et d'un effet chimique en raison de leur impact sur la structure des hydrates formés (C-S-H) et de leur capacité de fixation des ions sulfate.

Les connaissances actuelles de cette pathologie ont été mises à profit pour établir les recommandations nationales. Celles-ci font référence à des critères basés à la fois sur l'échauffement (la température maximale

atteinte et la durée d'exposition), sur la formulation du béton (la teneur en sulfates et en aluminates du liant, le dosage en alcalins du béton, la présence d'additions minérales) et sur l'environnement de l'élément en béton (contact avec de l'eau, hygrométrie élevée).

Pour plus de précisions sur les différentes formes d'ettringite et les mécanismes physico-chimiques de la formation différée d'ettringite, le lecteur pourra se rapporter à l'annexe I des recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne.

## **2 Le diagnostic d'éléments en béton atteints par une réaction de gonflement**

Le guide d'aide à la gestion des ouvrages atteints de réaction de gonflement interne structure la démarche à suivre lorsque ce type de pathologie est suspecté. La méthode est hiérarchisée, elle propose de mettre en œuvre des outils de suivi du ou des éléments en béton (distancemétrie, indice de fissuration) afin de réserver les méthodes de diagnostic aux éléments en béton où une évolution du phénomène est constatée.

### **2.1 Les prélèvements in situ**

Pour effectuer un diagnostic du béton, il convient de prélever des carottes dont le diamètre est de l'ordre de cinq fois le diamètre du plus gros granulât. Dans tous les cas, le diamètre de carottage doit être supérieur à trois fois le diamètre du plus gros granulât sans descendre en dessous de 70 mm. Le carottage doit permettre d'atteindre le béton ayant subi l'échauffement le plus important, i.e. à cœur, ce qui pour des pièces massives peut correspondre à des longueurs de carottes supérieures à un mètre. Cette longueur est à adapter en fonction des conditions de prélèvement. Cette étape est particulièrement importante puisqu'un prélèvement d'échantillons trop courts pourrait conduire à une erreur de diagnostic.

Il convient au préalable d'identifier précisément les zones de prélèvement dans l'ouvrage ou plus spécifiquement dans l'élément en béton ayant fait l'objet du suivi. Pour fiabiliser l'étude, il est important de disposer d'échantillons provenant de zones dégradées, mais aussi de zones a priori saines.

Il convient d'apporter une grande attention à la représentativité des carottes de béton prélevées pour réaliser cet essai. Le nombre de carottes et leur orientation fixeront le domaine d'étude et la fiabilité du pronostic. L'expansion d'un béton atteint par une réaction sulfatique interne est un phénomène volumique qui peut présenter une anisotropie. Dans la mesure du possible, le programme d'échantillonnage devra comporter des carottes prélevées horizontalement et verticalement afin d'apporter en fin d'essai un maximum de données pertinentes en vue d'évaluer l'impact du gonflement sur la structure. Enfin, compte tenu du rôle décisif joué par l'échauffement du béton dans le risque de développement de la RSI, il est nécessaire de ne pas se limiter au béton de parement en disposant de matériaux qui ont été exposés à un échauffement important au jeune âge. Les carottes prélevées pour atteindre ces zones sont généralement longues ce qui nécessite un matériel spécifique (carottier dont la longueur peut être supérieure à 1 mètre) et une prise en compte initiale de ces contraintes dans la définition des zones de prélèvement.

Lorsque l'élément en béton est exposé des environnements plus ou moins humides, il est recommandé d'effectuer des carottages dans plusieurs zones. C'est le cas par exemple pour des piles de pont où des zones de marée, des zones immergées et des zones aériennes peuvent être distinguées.

Le nombre d'échantillons dépendra des objectifs à atteindre. Il peut s'agir d'une identification de la pathologie, d'un diagnostic complet ou d'une étude globale visant également à caractériser l'impact de la pathologie sur l'élément en béton ou l'ouvrage. Un programme d'échantillonnage est proposé dans le tableau ci-après en fonction des objectifs visés.

Objectif	Type d'essai	Nombre d'échantillons	Observations
Identification de la pathologie	Examens microscopiques	2 échantillons en zone dégradée 1 échantillon en zone a priori « saine »	Prévoir les deux carottes dans deux zones dégradées distinctes
Caractérisation du béton	Identification des constituants et reformulation du béton	1 échantillon en zone dégradée 1 échantillon en zone « saine »	Moyennant des précautions lors de l'échantillonnage, ces essais peuvent être réalisés sur les carottes réservées aux examens microscopiques
	Caractérisation mécanique du béton	3 échantillons par zone	Essais classiques (module, résistances...)
	Expansion résiduelle	3 échantillons en zone dégradée 3 échantillons en zone saine	MLPC n°44 ou 67 selon la pathologie, ces résultats sont des données d'entrée pour évaluer l'impact de la pathologie sur la structure à l'aide d'un modèle

Exemple d'échantillonnage minimum (à adapter à chaque ouvrage)

## 2.2 Les essais en laboratoire

L'identification de la pathologie peut être réalisée par des examens microscopiques sur des échantillons prélevés à plusieurs niveaux de profondeur dans la carotte. Cette répartition des échantillons permet entre autres de distinguer des phénomènes liés à une attaque chimique externe provoquée par l'environnement extérieur auquel est exposé le béton, de phénomènes internes où la pathologie peut se développer au cœur du béton.

Le test par fluorescence des ions uranyle (mlpc n°36) peut être proposé en vue d'identifier des zones susceptibles d'être atteintes par une réaction d'alcali-silice et de compléter l'échantillonnage par des prélèvements dans ces zones. Ce test donne des informations sur la présence et l'étendue d'une alcali-réaction. Il doit systématiquement être complété par des examens microscopiques et ne révèle par la présence d'une réaction sulfatique interne.

Les examens microscopiques sont essentiellement basés sur des observations au microscope électronique à balayage. La microscopie optique en lames minces peut également compléter les observations au MEB. Elle apporte des informations sur la pétrographie des granulats et est particulièrement recommandée lorsqu'une alcali-réaction est suspectée.

Une caractérisation plus complète du béton peut être envisagée pour connaître l'origine des désordres et apporter des données susceptibles d'être utilisées pour l'évaluation de l'impact de la pathologie sur l'élément en béton ou sur la structure. Le programme expérimental peut se baser sur la mesure de la compacité du béton, une analyse minéralogique complète du béton et des examens microscopiques. Pour réaliser ce programme expérimental, il convient tout d'abord de scier les éprouvettes réservées aux mesures de la compacité afin d'éviter de les endommager. Le reste de la carotte est ensuite fendu ce qui facilite l'échantillonnage pour les examens et les analyses chimiques.

La détermination de la compacité du béton (masse volumique apparente et porosité accessible à l'eau) est effectuée par pesées hydrostatiques en appliquant la méthode d'essai recommandée par l'Association Française du Génie Civil [AFGC, 2007]. Enfin, pour réduire l'incertitude de mesure, il est préférable d'effectuer cet essai sur trois échantillons.

L'analyse minéralogique du béton consiste à identifier et quantifier si possible l'ensemble des paramètres nécessaires à la caractérisation des constituants du béton (granulats, ciment, eau, constituants secondaires, ..). Cette analyse se base sur la réalisation des essais suivants :



- sélection et sciage d'un échantillon de béton ;
- broyage " ménagé " de l'échantillon sec à une granulométrie inférieure à 315 µm ;
- mise en solution partielle de l'échantillon par une attaque à l'acide nitrique dilué au 1/50<sup>ème</sup> ;
- analyse chimique complète de la fraction soluble ;
- analyses thermique différentielle et thermogravimétrie simultanées ;
- détermination des espèces minérales présentes par diffractométrie des rayons X ;
- examens de la microstructure au Microscope Electronique à Balayage.

Les résultats de ces différentes investigations sont traités par itérations (par exemple à l'aide du programme " MINERAUX ") pour calculer la composition minéralogique quantitative des matériaux. Une méthode est décrite dans le rapport LPC n° 83 et dans les annales de l'ITBTP n° 417 (septembre 1983 - série béton). Le calcul minéralogique transforme les données de l'analyse chimique centésimale en composition minéralogique quantitative. Ce calcul permet de déterminer la composition chimique élémentaire du ciment et son dosage dans le béton par deux méthodes indépendantes, d'une part, à l'aide d'une formule itérative dérivée de celle du CETIC (Centre d'Etudes Techniques de l'Industrie Cimentière) et, d'autre part, par un oxyde directeur (généralement la silice soluble). Enfin, ce calcul permet d'évaluer la teneur en granulats silicatés et calcaires utilisés pour formuler le béton.

La teneur en alcalins dans les bétons joue un rôle important dans les phénomènes de gonflements que ce soit l'alcali-réaction ou la réaction sulfatique interne. La totalité des alcalins du béton ne participe pas systématiquement au phénomène d'alcali-réaction. Seuls ceux qui sont capables de passer en solution à plus ou moins long terme participent à cette réaction. Ces alcalins sont nommés alcalins actifs. Des recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction fixent les teneurs en alcalins pour une formule de béton convenant à l'emploi de granulats potentiellement réactifs. En l'absence de données sur la dispersion des teneurs en alcalins, la valeur moyenne en alcalins actifs doit être inférieure à 3 kg/m<sup>3</sup>, et la valeur maximale en alcalins actifs doit rester inférieure à 3,3 kg/m<sup>3</sup>. Dans le cadre d'un diagnostic sur des éléments âgés où il est parfois difficile d'accéder aux formules de béton, la détermination de la teneur en alcalins solubles dans l'acide nitrique dilué au 1/50<sup>ème</sup>, ou solubilisés après une attaque à l'eau [AFGC 2007] permet d'évaluer cette teneur.

À partir des données qui auront pu être réunies par ces essais ou à l'aide de dossier d'archives, en les complétant par quelques caractéristiques de l'élément en béton étudié (dimension, conditions de cure, température extérieure au moment du coulage), il est possible d'effectuer une estimation de la température maximale atteinte dans le béton au jeune âge. La méthode proposée est celle décrite en annexe 3 des recommandations nationales pour la prévention des désordres dus à la RSI.

### **3 L'étude d'impact de la pathologie sur l'élément en béton dans la structure**

Lorsqu'une réaction de gonflement est identifiée, une étude d'impact du développement de cette pathologie sur l'élément dans la structure peut être envisagée. La méthodologie distingue deux types d'ouvrages pour lesquels cette étude est nécessaire :

- les ouvrages dont la ou les pièces endommagées sont situées dans une zone vitale pour la structure ou la sécurité des usagers ;
- les ouvrages dont le suivi in situ a montré une évolution importante des gonflements (voir critères du guide : Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne).

Le diagnostic est basé sur la détermination du potentiel de gonflement résiduel des bétons. Ces données sont complétées par des essais de caractérisation mécaniques, utilisées ensuite comme données d'entrée dans les modèles numériques. Ces modèles permettent d'évaluer l'impact de l'évolution de la pathologie sur le comportement, l'aptitude au service et la sécurité de la structure.

### 3.1 Détermination du potentiel de gonflement résiduel

Il existe actuellement deux méthodes d'essai pour évaluer le potentiel de gonflement résiduel des bétons, chacune ayant été développée pour caractériser l'impact, soit d'une alcali-réaction (mlpc n°44), soit d'une RSI (mlpc n°67).

#### 3.1.1 La méthode d'essai des LPC n°44

La méthode d'essai des LPC n°44 permet d'évaluer le potentiel de gonflement résiduel d'éprouvettes de béton prélevées par carottage dans un élément en béton atteint ou susceptible d'être atteint d'alcali-réaction. Elle consiste à équiper une carotte de plots de mesure extensométrique et à relever pendant un an l'évolution de la longueur de la carotte stockée en ambiance saturée en humidité dans un conteneur maintenu à 38°C. Après un an de suivi, les éprouvettes sont placées dans une enceinte à 105°C pour mesurer le retrait total de dessiccation. Pour diminuer l'impact des conditions environnementales auxquelles a été exposé l'élément en béton carotté, il est préférable d'effectuer les essais sur des éprouvettes au moins distantes de 5 cm du parement.

Les résultats sont présentés sous la forme de courbes où trois phases sont distinguées : une phase « a » de 8 semaines représentant la reprise d'eau, une phase « b » de 44 semaines permettant de quantifier une éventuelle expansion liée au développement de l'alcali-réaction et une phase « c » correspondant au retrait mesuré lors du séchage. La méthode donne des critères de qualification de l'expansion résiduelle en fonction de l'expansion mesurée pendant la phase « b ». Ces critères sont rapportés ci-après :

Valeur	Qualification
< 100 $\mu\text{m/m}$	Négligeable
100 à 500 $\mu\text{m/m}$	Modérée
> 500 $\mu\text{m/m}$	Importante

#### 3.1.2 La méthode d'essai des LPC n°67

Cette méthode permet d'évaluer en laboratoire le potentiel de gonflement d'un béton vis-à-vis de la réaction sulfatique interne.

Après avoir défini les zones de prélèvement, un carottage est effectué de manière à atteindre le béton susceptible d'avoir été exposé à un échauffement important au jeune âge. Chaque carotte obtenue est ensuite sciée afin d'obtenir une éprouvette de 150 mm à 200 mm de longueur en privilégiant les zones les plus à cœur. Les éprouvettes sont équipées de plots de mesure extensométrique de manière à suivre leur gonflement longitudinal au cours du temps. Le gonflement libre des éprouvettes immergées dans de l'eau à  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  est ainsi caractérisé jusqu'à ce que les variations dimensionnelles soient jugées stables. À la fin de l'essai, une confirmation de l'origine du gonflement par des examens microscopiques au MEB est effectuée. Le suivi de la masse et du module d'élasticité dynamique au cours de l'essai ainsi que la détermination de la résistance à la compression du béton en fin d'essai peuvent compléter le programme expérimental.

Les courbes de gonflement libre obtenues en fin d'essai permettent d'évaluer le risque de gonflement résiduel des éléments en béton carottés. Lorsqu'un gonflement est mesuré, ces résultats complètent les données d'entrées pour modéliser l'impact de la pathologie sur la structure par le module RGIB du logiciel CESAR du LCPC. Les gonflements résiduels des zones dégradées peuvent ne pas être significatifs si la réaction est arrivée à son terme, d'où l'importance de prélever des carottes en zone saine où le potentiel de gonflement résiduel peut être encore important.

Un exemple d'application est donné dans la figure ci-après. Il s'agit d'un chevêtre où la pathologie se développe avec une certaine hétérogénéité en fonction de la présence d'eau et d'une pile ne présentant pas de symptômes liés à une réaction de gonflement. Cette dernière, formulée avec le même béton, a moins chauffé au jeune âge pour des raisons de géométrie qui a favorisé les déperditions de chaleur. Se reporter au guide LCPC

"Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne" d'août 2007 pour connaître l'influence de la température au jeune âge sur le développement de la RSI.

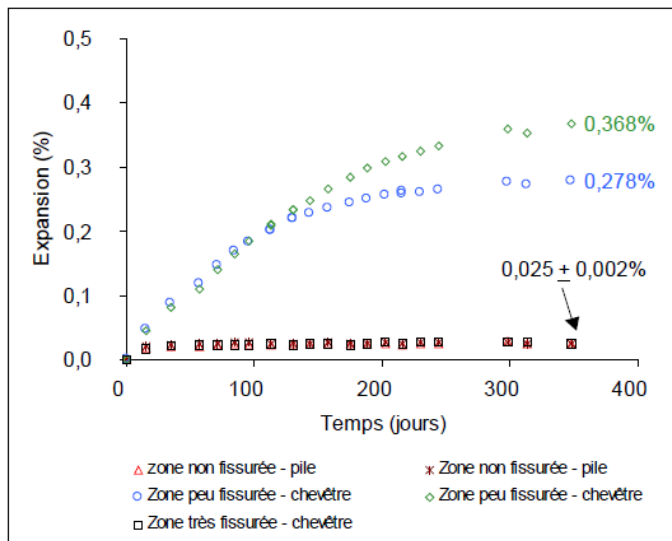


Figure 2. Exemple - Essai d'expansion résiduelle selon la méthode des lpc n°67

D'après ces résultats, nous observons que la zone très fissurée du chevêtre a atteint le palier de gonflement sur site puisqu'aucun gonflement n'est mesuré en laboratoire sur l'éprouvette prélevée dans cette zone alors que les zones peu fissurées ont un potentiel de réactivité important qui peut se développer à long terme.

## 3.2 Les modules de calcul développés sous le logiciel CESAR du LCPC

Un module, intitulé ALKA, a été initialement développé dans le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC [Li, 2003] pour simuler le comportement des structures en béton atteintes d'alcali-réaction. Ce module a ensuite été étendu au cas des ouvrages souffrant de réaction sulfatique interne [Baghdadi, 2008], et il a pris le nom de RGIB (pour réactions de gonflement interne des bétons).

### 3.2.1 Modélisation de l'alcali-réaction

L'influence de l'alcali-réaction sur le comportement du matériau béton se traduit de deux façons :

- développement d'un terme expansif s'ajoutant aux déformations du matériau, évoluant au cours du temps en fonction des facteurs physico-chimiques qui gouvernent l'avancée de l'alcali-réaction ;
- dégradation de la rigidité du matériau couplée au développement de l'expansion d'origine chimique.
- Plusieurs données sont nécessaires pour paramétrer le modèle numérique représentant l'influence de l'alcali-réaction :
- des courbes d'expansion résiduelle (obtenues par la méthode LPC 44) tirées de carottes extraites de l'ouvrage considéré ;
- des données issues de la surveillance de l'ouvrage (évolution de l'indice de fissuration [MLPC 47], distancemétrie, clinométrie...);
- les conditions thermo-hydriques régnant dans la structure ainsi que dans son environnement immédiat ;
- les caractéristiques mécaniques du béton.

L'ensemble de ces données est utilisé pour ajuster les lois de comportement des matériaux de la structure. En particulier, l'utilisation des données issues de la surveillance est indispensable pour compléter le modèle de gonflement chimique [guide de suivi RGI, 2004, annexe 4], celui-ci ne pouvant pas être entièrement déterminé par les seules courbes d'expansion résiduelle.

Le modèle ajusté permet de représenter l'évolution du comportement de la structure depuis sa construction jusqu'à la période actuelle, permettant ainsi d'évaluer les déplacements et les déformations imputables à la pathologie, mais aussi les contraintes générées par les gonflements gênés (en particulier au niveau des armatures) ou encore les redistributions d'effort.

En utilisant le même procédé mais en prolongeant la simulation au-delà de la période actuelle, on peut réaliser un pronostic de la structure, voire évaluer l'impact de différentes techniques de traitement.

En dehors du modèle implanté dans CESAR-LCPC, il existe de nombreux outils numériques développés pour le re-calcul des structures atteintes d'alcali-réaction. Le lecteur pourra se reporter à [Réf à ajouter... Guide RILEM à venir...].

### **3.2.2 Modélisation de la réaction sulfatique interne**

Le module RGIB permet aussi de simuler le comportement des structures en béton atteintes de RSI (il faut cependant faire remarquer ici que, à l'heure actuelle, il n'existe pas de modèle pour un béton dans lequel les deux réactions seraient simultanément à l'œuvre). La méthode utilisée est à peu de choses près la même que celle développée pour les ouvrages où siège de l'alcali-réaction. Dans les données nécessaires au paramétrage des modèles, on notera cependant les deux différences majeures suivantes :

- les courbes d'expansion résiduelle sont obtenues en utilisant la méthode LCP 67 ;
- le rôle primordial joué par l'histoire thermique au jeune âge dans le développement de la RSI rend nécessaire un calcul préliminaire, simulant les interactions thermo-chimiques au sein de la structure dans les heures qui suivent le début du coulage (ce calcul peut être réalisé à l'aide du module TEXO de CESAR-LCPC ; outre la connaissance des phasages et des conditions thermiques durant le coulage, il nécessite le résultat d'un essai QAB pour caractériser le matériau).

Contrairement à l'alcali-réaction, qui a bénéficié de nombreux travaux de développement numérique, le modèle dédié à la RSI implanté dans RGIB est, à notre connaissance, le seul existant dans sa catégorie.

Les détails du modèle ainsi que les informations nécessaires à son utilisation sont présentés dans l'annexe 4 du présent guide.

# Méthode de choix du traitement d'un ouvrage atteint de RGIB

## 1 Avertissement

Cette méthode est une aide dans l'élaboration d'une méthode de traitement d'un ouvrage atteint de gonflement interne. La méthode ne peut en aucun cas se substituer au recours à un expert.

Dans l'application de cette méthode, il convient de bien différencier les termes suivants :

- **Ouvrage** : On désigne par le terme « ouvrage » l'ensemble d'une construction, propriété du maître d'ouvrage, qui remplit une fonction principale (franchissement routier ou ferroviaire, soutènement, barrage...) et d'éventuelles fonctions secondaires (support de réseaux...);
- **Structure** : On désigne par le terme « structure » un assemblage d'éléments structuraux permettant le transfert jusqu'au sol des différentes charges appliquées à la construction. La structure permet d'assurer la stabilité et la résistance de la construction vis-à-vis de conditions d'exploitation données ;
- **Élément** : on désigne par le terme « élément » une partie de l'ouvrage. Les éléments peuvent être structuraux (par lesquels transitent des charges) ou non structuraux (équipements ou éléments de protection).

## 2 Contexte

Cette méthode vient en complément de la méthodologie de suivi des ouvrages atteints de pathologie de gonflement interne du béton développée dans le guide « Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne » de Novembre 2003 édité par le LCPC. Elle se veut applicable aux cas d'Alcali-réaction (AR) comme aux cas de Réaction Sulfatique Interne (RSI).

Elle suppose une bonne connaissance de l'ouvrage, de son état de fissuration, de la gravité prévisible de la pathologie (amplitude attendue de gonflement du béton au niveau local et global, conséquences du gonflement des éléments atteints sur la structure...) et de l'avancement de la réaction de gonflement. Tous ces paramètres ont été observés lors des visites et du suivi de l'ouvrage, par la campagne d'instrumentation (indice de fissuration, distancemétrie...), les investigations complémentaires (carottages et essais d'expansion résiduelle, reproduction du béton et du cycle de bétonnage...) et éventuellement la modélisation numérique prédictive de l'élément atteint et de la structure.

Toutes ces données ont été capitalisées selon le logigramme décisionnel présenté en annexe 1 du guide cité précédemment et sont synthétisées dans une fiche de suivi dont le modèle est fourni en annexe 2 du même guide

Ces éléments, complétés par la situation géographique et stratégique de l'ouvrage, définissent le contexte de l'ouvrage.

Deux cas de figure peuvent se présenter à ce stade de suivi de l'ouvrage :

- La réaction, quelle que soit sa sévérité, est arrêtée (cas 4.1, 4.2; 4.3a et 4.3c),
- La réaction est encore active (cas 4.3b, 4.3d et 4.3e).

Dans le premier cas, la situation est stabilisée et il convient de mettre en œuvre (si nécessaire) une réparation de l'ouvrage qui lui restitue son aptitude au service et garantisse la pérennité souhaitée.

Dans le second cas, la situation est évolutive, et le choix du traitement à mettre en œuvre dépend d'un nombre important de paramètres (potentiel de gonflement résiduel, environnement climatique des éléments atteints, susceptibilité de la structure vis-à-vis du gonflement de ces éléments, impact socio-économiques d'une inaptitude au service partielle ou totale de l'ouvrage...). Cette situation complexe dont l'évolution est incertaine nécessite la mise en œuvre d'une méthode cadrée pour choisir le(s) traitement(s) le(s) plus approprié(s).

### **3 Traitement des ouvrages dont la réaction est arrêtée**

La situation est stabilisée et s'apparente au traitement d'un ouvrage dont certains éléments sont endommagés (vieillesse des matériaux, choc, séisme...) auquel on veut rendre toute ou partie de son aptitude au service et de sa durabilité.

Selon l'état de fissuration dans lequel sont les éléments atteints, il sera nécessaire de mener une étude de portance en configuration dégradée afin de justifier un éventuel renforcement local ou global de la structure. Dans tous les cas, un traitement de la fissuration sera nécessaire pour garantir une bonne durabilité de la structure.

### **4 Méthode de choix de traitement des ouvrages dont la réaction de gonflement est encore active**

La méthode de traitement des ouvrages dont l'état de gonflement est évolutif est inspirée des méthodes d'analyse des risques.

On peut définir le développement du gonflement interne comme étant l'**aléa**. La manifestation de cet aléa va dépendre du potentiel de gonflement résiduel, de l'environnement climatique de l'élément...

La **vulnérabilité** de la structure vis-à-vis du gonflement caractérise la sensibilité de la structure par rapport au phénomène de gonflement de l'élément atteint.

La **criticité** est issue du croisement entre l'aléa et la vulnérabilité. **Criticité = Aléa x Vulnérabilité**.

L'**enjeu** est lié aux conséquences, au sens large, de l'aléa arrivé à son terme. L'enjeu peut être technique, économique, social...

Les **classes de risque** sont issues d'un croisement entre la criticité et l'enjeu. **Risque = Criticité x Enjeu**.

Une fois la classe de risque déterminée, le maître d'œuvre peut alors choisir, parmi un panel de solutions (de protections et renforcements, voire remplacements) indiquées pour le niveau de traitement défini, celle qui sont le plus indiquées pour la situation de l'ouvrage.

La méthode est déclinée dans deux logigrammes correspondant au niveau de fissuration initiale. La limite entre ces niveaux est définie en cohérence avec le guide « Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne », à savoir : l'indice de fissuration IFO à comparer au seuil de 1 mm/m et l'ouverture d'une fissure isolée  $f_0$  à comparer à 0,5 mm. On obtient ainsi les niveaux « fissuration faible ou nulle » et « fissuration significative ou importante ».

Ces ouvertures de fissures sont adaptées au cas des éléments de structure en béton armé. Les niveaux de fissurations seront bien supérieurs dans le cas du béton non armé et très inférieurs dans le cas de béton précontraint.

#### **4.1 Aléa**

L'aléa correspond pour la méthode au développement du gonflement. Il est estimé à partir des essais d'expansion selon les méthodes d'essai n°67 des LPC (RSI) ou n°44 (RAG), réalisés soit sur éprouvettes

carottées sur l'élément considéré, soit reconstituées à partir des éléments du dossier d'ouvrage (composition de béton, type de ciment, histoire thermique au jeune âge...). La présence d'eau au contact de l'élément atteint et les conditions favorables de pénétration à cœur (stagnation, fissuration...) peuvent avoir une influence sur la cinétique de gonflement.

L'importance de l'aléa sera déterminée en fonction des seuils (voir §4.3) des essais pratiqués et aggravée par la présence d'eau.

## 4.2 Vulnérabilité

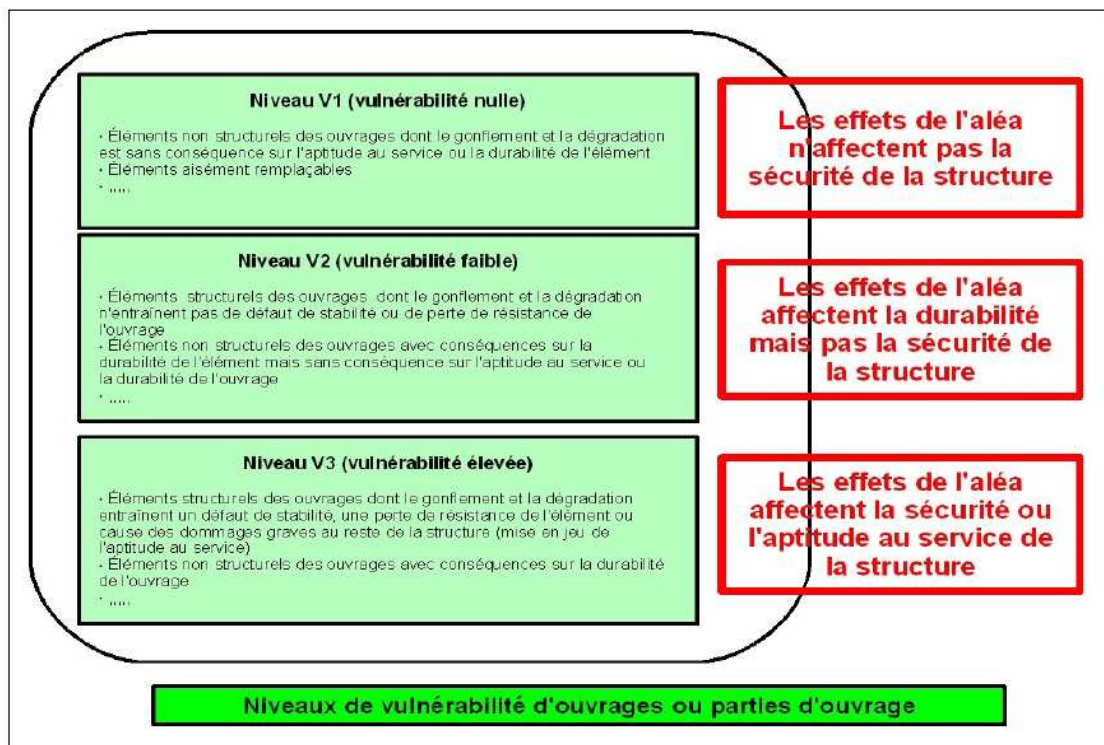
La vulnérabilité de la structure vis-à-vis du gonflement de l'élément atteint traduit la gravité des dégâts engendrés dans la structure et leur influence sur l'aptitude au service et la durabilité de l'ouvrage. La vulnérabilité se détermine, en fonction de l'élément atteint et de la conception de la structure soit par une analyse qualitative simplifiée (dans les cas très simples), soit par utilisation d'un modèle numérique intégrant les couplages chimico-mécaniques de la RSI.

La vulnérabilité n'a aucun lien direct avec le rôle structural de l'élément atteint dans l'ouvrage. En effet, un élément porteur massif (pile largement dimensionnée par exemple) dont seule la périphérie est atteinte de fissuration ne perdra pas forcément ses capacités de portance, alors qu'un élément transversal à priori peu sollicité peut compromettre, de par son gonflement, l'équilibre global d'une structure.

La vulnérabilité est traduite par le classement de l'élément atteint dans une catégorie d'éléments, selon que son gonflement :

- n'a aucune influence néfaste sur sa propre aptitude au service ni sa durabilité,
- n'a d'influence que sur sa propre aptitude au service et sa propre durabilité, sans porter atteinte aux capacités ni à la sécurité de la structure,
- a une influence sur la sécurité, l'aptitude au service ou la durabilité de la structure.

La définition des niveaux de vulnérabilité est donnée ci après :



**Vulnérabilité de la structure vis-à-vis du gonflement d'un élément**

### 4.3 Criticité

La criticité de la structure dépend à la fois de l'ampleur de l'aléa (seuils définis pour chaque type de réaction à partir des essais d'expansion résiduelle) et de la vulnérabilité de la structure vis-à-vis du gonflement de l'élément atteint.

Les seuils de potentiels de gonflement résiduel sont fixés de la manière suivante :

Seuils	Potentiel négligeable	Potentiel faible	Potentiel fort
Réaction sulfatique interne (RSI) ou Alcali-réaction (RAS - y.c. reprise en eau des éprouvettes)	Allongement < 0,04% à 12 mois	$0,04\% \leq$ Allongement $\leq 0,12\%$ à 12 mois	Allongement > 0,12% à 12 mois

**NOTA :** La méthode d'essai n°44 des LPC décrit une phase "a" de 8 semaines correspondant à la reprise en eau de l'éprouvette carottée. Lors de la mise en œuvre de la présente méthode de choix de traitement, pour que les seuils soient cohérents entre les deux méthodes (n°44 des LPC pour la RAS et n°67 des LPC pour la RSI), les gonflements se produisant durant la phase "a" (pour la RAS) doivent être intégrés aux résultats d'expansion résiduelle, en dérogation à la méthode LPC n°44.

On peut alors définir la criticité de la structure par le tableau suivant :

Criticité	Potentiel faible Environnement sec	Potentiel faible Environnement humide	Potentiel fort Environnement sec	Potentiel fort Environnement humide
V1	C0	C0	C1	C2
V2	C0	C1	C2	C3
V3	C1	C2	C3	C4

- C0 : Impact très faible de l'aléa sur la structure,
- C1 : Impact faible de l'aléa sur la structure,
- C2 : Impact moyen de l'aléa sur la structure,
- C3 : Impact fort de l'aléa sur la structure,
- C4 : Impact très fort de l'aléa sur la structure.

### 4.4 Enjeux

En fonction de l'utilisation de l'ouvrage, de sa position géographique et stratégique, le maître d'ouvrage peut avoir des exigences différentes vis-à-vis de l'aptitude au service d'un ouvrage. Ce n'est donc pas forcément l'importance en terme de taille ou de coût que va traduire ce paramètre, mais plutôt le caractère indispensable, utile ou accessoire de l'ouvrage dans son contexte. Il est de la responsabilité du maître d'ouvrage de définir ses objectifs de maintien de l'aptitude au service immédiate, à moyen et long termes de l'ouvrage, éventuellement en concertation avec l'exploitant et le gestionnaire.

Quatre niveaux d'enjeux sont définis :

- E0 : Ouvrage à enjeux faibles,
- E1 : Ouvrage à enjeux modérés,
- E2 : Ouvrage à enjeux importants,
- E3 : Ouvrage stratégique indispensable.



Le niveau d'enjeux interviendra dans le choix des traitements à mettre en œuvre, mais également dans les modalités d'intervention sur l'ouvrage (coupures de circulation,...).

A défaut de méthode propre au maître d'ouvrage pour déterminer les enjeux, une méthode peut être proposée en s'inspirant de la "méthode départementale". Un exemple de méthode, déclinée pour les différents réseaux est proposé en annexe 1.

#### 4.5 Classes de risque ⇒ Niveaux de traitement

Pour simplifier la conception et l'utilisation des logigrammes de choix des solutions de traitement, les paramètres de **criticité de la structure** et les **niveaux d'enjeux** du maître d'ouvrage sont croisés pour définir un niveau de traitement à mettre en œuvre pour les éléments atteints. Ce niveau de traitement correspond à la classe de risque de l'ouvrage vis-à-vis de l'aléa. En effet, ces deux paramètres sont du même ordre et qualifient l'importance d'appliquer un traitement lourd et efficace, pour des raisons techniques (criticité de la structure) ou fonctionnelles (enjeux).

Les niveaux de traitement sont ainsi déterminés :

Niveau de traitement	C0	C1	C2	C3	C4
E0	N0	N0	N1	N1	N2
E1	N0	N1	N1	N2	N3
E2	N1	N1	N2	N2	N3
E3	N1	N2	N2	N3	N3

##### Niveaux de traitement

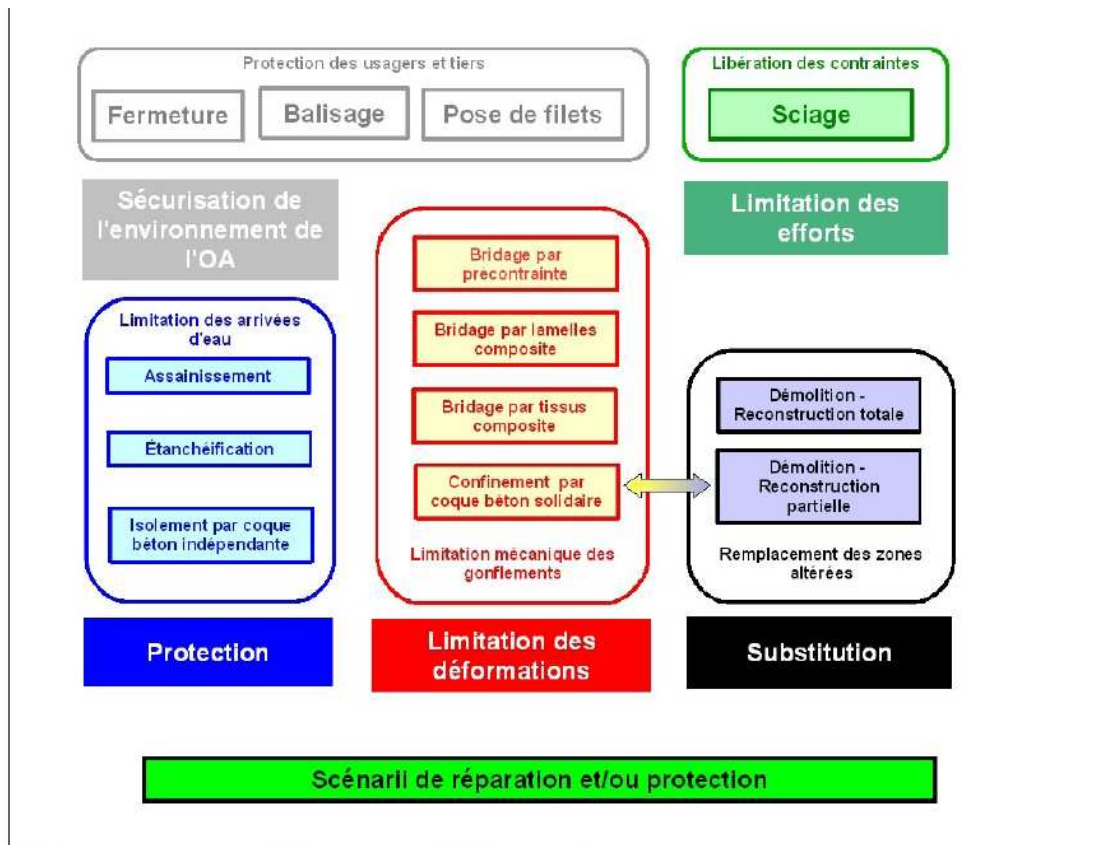
Définition des différents niveaux de traitement :

- N0 : aucune intervention ou intervention légère et locale sur les éléments atteints,
- N1 : intervention légère ou locale visant à maintenir une durabilité correcte de l'ouvrage,
- N2 : intervention curative ou préventive contre la perte d'aptitude au service et/ou de durabilité,
- N3 : intervention lourde contre la perte d'aptitude au service et/ou mise en place de moyens de substitution temporaire ou définitive de l'ouvrage si besoin.

#### 4.6 Choix du traitement

Les logigrammes décisionnels sont élaborés en fonction de l'état des éléments endommagés avant traitement (niveau de fissuration et état des armatures passives), de l'état prévisionnel au terme de l'aléa (sur la base d'un modèle chemico-mécanique numérique) et du niveau de traitement souhaité (classe de risque).

Les logigrammes permettent d'aboutir à un large choix de traitements des éléments endommagés, qui va d'un non traitement à la démolition/reconstruction partielle ou totale de la structure. Le panel de solutions envisageables est synthétisé dans le diagramme ci-dessous :



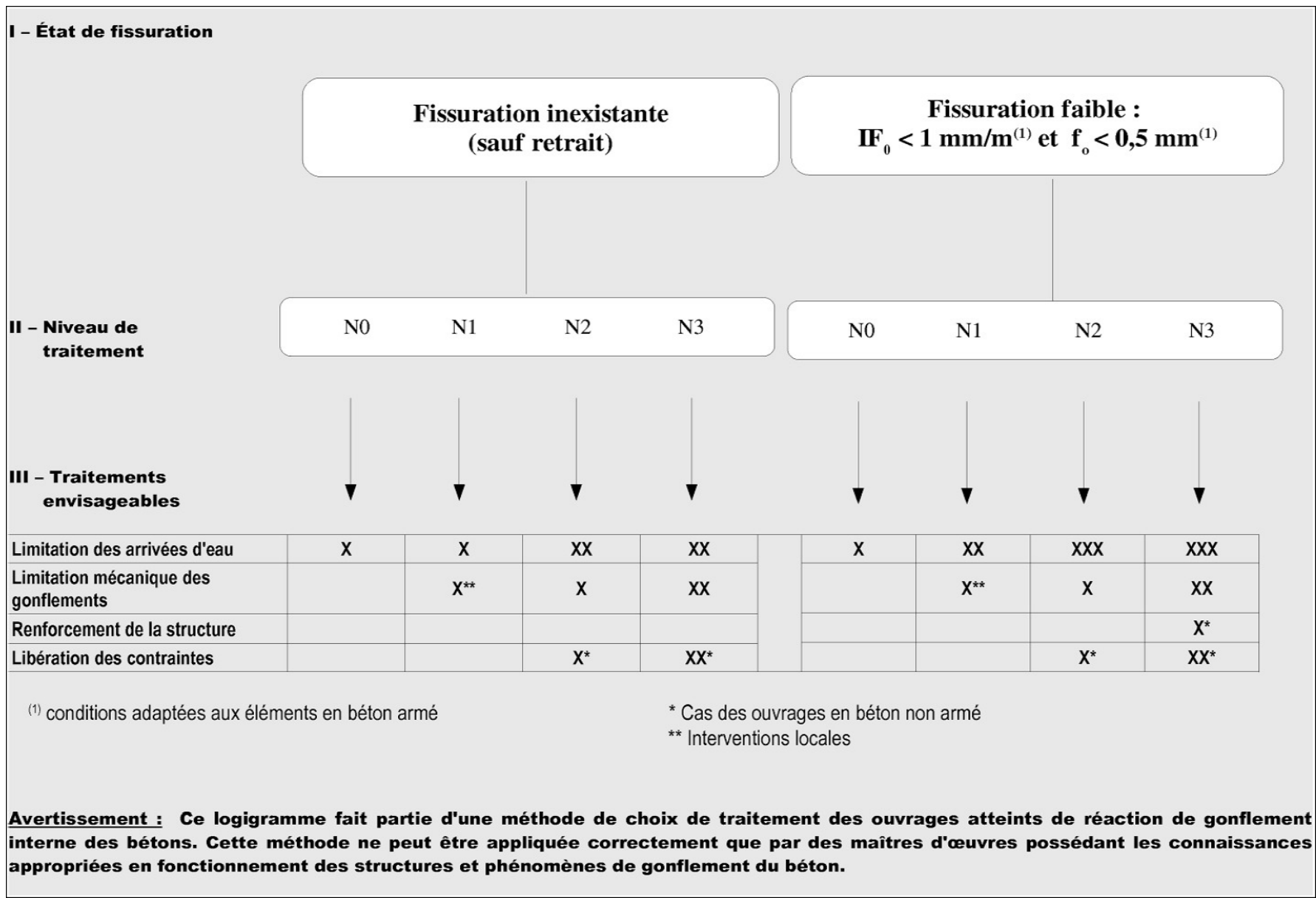
#### Solutions de traitement d'OA atteints de RGIB liée à la RSI

Dans chaque logigramme, un code permet d'identifier l'opportunité et l'intérêt de mettre en œuvre chacune des familles de solutions listées. Chaque ouvrage est unique, les logigrammes ne constituent qu'une aide dans le choix de la solution de réparation, ils ne dispensent en aucun cas le maître d'œuvre de conduire sa propre réflexion pour traiter la structure.

Code d'opportunité ou d'intérêt de la solution :

- X : intérêt possible selon les situations
- XX : traitement opportun
- XXX : traitement tout à fait approprié







# Les méthodes de traitement, réparation ou renforcement

## 1 Description des différents traitements envisageables

Il n'existe actuellement aucune méthodologie de traitement suffisamment efficace pour réparer de manière durable les structures endommagées par les réactions de gonflement interne du béton, ni même pour arrêter l'évolution des désordres. Tant que les constituants nécessaires au développement et à la poursuite des réactions chimiques sont présents en quantité suffisante au sein de la structure, il apparaît en effet un peu illusoire d'arrêter ce type de réaction, qui développe des efforts considérables de gonflement en comparaison aux efforts mécaniques induits par des causes plus classiques. La prévention reste vraiment la meilleure arme pour se prémunir contre ce type de pathologies.

Néanmoins, des solutions peuvent être envisagées pour les ouvrages atteints de manière à :

- protéger les usagers, les tiers, le reste de la structure ou la partie atteinte de l'ouvrage,
- retarder le début de la réaction ou ralentir sa progression,
- diminuer les effets de la pathologie,
- remettre en état l'ouvrage en fin de réaction.

Ces solutions sont éventuellement complémentaires.

Les paragraphes qui suivent décrivent les solutions qui peuvent contribuer, non pas à guérir l'ouvrage, mais à prolonger sa durée de vie, préserver son aptitude au service et garantir la sécurité des usagers et tiers. Les effets indésirables des solutions seront également abordés le cas échéant.

### 1.1 Protection des personnes et de l'ouvrage,

La première préoccupation du maître d'ouvrage doit rester en toute circonstance la sécurité des personnes, puis des biens.

#### 1.1.1 Balisage et/ou pose de filets

Si les gonflements liés à la pathologie engendrent le détachement de certaines parties en béton et leur chute dans des zones de circulation (piétons ou autres), les premières mesures doivent être prises de manière à protéger les personnes.

Les solutions consistent soit à interdire l'accès des zones dangereuses aux personnes (balisage, clôture...), soit à empêcher les chutes de béton.

Les dispositifs mis en œuvre doivent être choisis et dimensionnés en fonction des risques identifiés lors du diagnostic (taille et quantité des blocs susceptibles de se détacher). Le maillage et la résistance, éventuellement la périodicité de la purge des dispositifs seront ainsi déterminés.

Les dispositifs doivent faire l'objet de visites de contrôle de manière à vérifier leur état.

### **1.1.2 Étalement de l'ouvrage**

Dans les cas où la portance de la structure se trouve affectée par le gonflement de certains de ses éléments, il peut être nécessaire d'étayer provisoirement la structure de manière à maintenir le niveau de service sur et/ou sous l'ouvrage. Cette mesure peut-être accompagnée d'une limitation de tonnage de la voie portée. Cette mesure peut parfois engendrer la fermeture de l'infrastructure franchie.

Une telle mesure ne peut être prise qu'en concertation avec les exploitants des différentes infrastructures concernées.

### **1.1.3 Fermeture de l'ouvrage à la circulation (voies portées et voies franchies)**

Dans les cas où la sécurité des personnes ne peut pas être assurée par un autre moyen, l'ouvrage doit être fermé à la circulation en attendant la mise en œuvre d'une opération de réparation ou de renforcement.

### **1.1.4 Protection de la structure par coque en béton**

Dans le cas d'une structure en béton non armé, le maillage de fissuration du béton en surface de l'élément, dont les fissures peuvent atteindre des ouvertures de l'ordre du centimètre, rend la structure susceptible à l'érosion par arrachage de blocs. C'est particulièrement le cas des éléments situés en zone de marnage (piles en rivière, mur de quai...) soumis à l'action hydraulique de l'écoulement ou de la houle, aux chocs de corps flottants...

Dans le cas où la portance de l'élément reste suffisante et qu'aucun renforcement n'est nécessaire, une protection mécanique contre l'érosion peut être constituée par une coque en béton dimensionnées vis-à-vis des chocs et de l'action hydraulique. La coque peut être soit totalement désolidarisée de l'élément et permettre la libre expansion de l'élément si les gonflements résiduels ne mettent pas en jeu son aptitude au service, soit être coulée en contact de l'élément et remplir également un rôle de confinement de l'élément pour s'opposer aux gonflements résiduels.

Voir l'exemple du pont de Gevry en annexe 7, coques indépendantes.

## **1.2 Limitation des réactions**

Une première famille de traitements consiste à limiter les ingrédients de la réaction en agissant sur la quantité d'eau libre au sein du béton et sur la quantité d'alcalins en solution (pour la RAS uniquement).

### **1.2.1 Limitation des arrivées d'eau**

Limiter la pénétration de l'eau et des sels constitue la procédure habituelle pour améliorer la durabilité de structures en béton, en particulier dans le cas des ponts et des chaussées. Ces exigences sont particulièrement fondamentales dans le cas des réactions de gonflement interne.

Diminuer l'humidité est préférable pour la structure. 80% d'humidité relative ambiante constitue la valeur communément admise en deçà de laquelle l'expansion devient faible. Une valeur de 85% d'humidité relative est néanmoins acceptable. Il faut cependant signaler que cette valeur dépend de la température. A titre d'exemple, la valeur d'humidité relative à prendre en compte à 40°C devrait être 70%, et non pas 80%.

Les parties d'ouvrages telles que les culées, piles, chevêtres, tabliers et trottoirs peuvent être sujettes à des stagnations d'eau, ce qui amplifie les réactions de gonflement interne. Il est donc fortement recommandé de drainer l'eau en dehors de la structure pour diminuer le taux d'expansion. Il s'agit d'une solution simple et habituellement à faible coût.

Pour des structures massives telles que les barrages ou les réservoirs, le drainage est plus complexe car il nécessite de forer des trous près de la face en contact avec l'eau. Pour les barrages, l'objectif premier du drainage est, en plus de limiter la disponibilité de l'eau pour alimenter les réactions, de diminuer les pressions internes et d'améliorer la sécurité de la structure.

Une attention particulière doit être portée à la nécessité d'éviter les venues d'eau dans les réservations destinées aux réseaux techniques (dans les trottoirs ou le long des bordures de trottoirs...).

Il est également possible de placer une membrane d'étanchéité lorsque celle-ci est absente ou de la remplacer si elle est en mauvais état, de manière à éviter les entrées d'eau à l'intérieur du béton. Cette solution se décline soit en un bardage, soit en un revêtement intégral "étanche".

Les revêtements de type "bardage" sont des protections à base d'acier ou de plastique conçues pour protéger une structure de la pluie. Un revêtement ventilé maintient un espace avec la structure de manière à contrôler l'humidité, éviter la condensation de l'eau et favoriser le séchage. De plus, le vide d'air existant entre le revêtement et les parements de la structure permet de générer des circulations d'air pouvant contribuer à diminuer le taux d'humidité contenue dans la structure en béton et donc ralentir l'avancement de la réaction.

Dans le cas d'un revêtement intégral, l'attention doit être attirée sur le fait qu'il peut exister des déformations différentielles entre le béton affecté et le revêtement lui-même lorsque ce dernier est fixé directement sur la structure. Il faut donc être vigilant dans le choix des produits appliqués de manière à mettre en œuvre un revêtement qui accepte les déformations ultérieures du béton, voire une fissuration qui peut être conséquente.

Le choix d'un revêtement intégral doit se faire de manière à présenter un bon compromis entre l'imperméabilité à l'eau (protection contre la pénétration d'eau extérieure dans la structure) et la perméabilité à la vapeur d'eau (qui permet le séchage du béton revêtu lors des périodes sèches).

L'application d'un revêtement mince (type peintures) sur des structures de génie civil en béton constitue la méthode la plus simple d'application d'un revêtement. L'épaisseur totale de ce type de systèmes est plutôt faible (200 à 300 microns au maximum). Les exemples d'application de revêtement de ce type effectués jusqu'à présent n'ont pour l'instant pas démontré d'efficacité. Parmi les produits disponibles, les peintures époxydes semblent toutefois être les plus adaptées à cet usage.

L'application d'un revêtement étanche, ayant généralement une épaisseur significative (quelques millimètres), constitue une autre méthode de protection.

Comme évoqué ci-avant, un élément essentiel au choix des revêtements est leur capacité à suivre les gonflements ultérieurs de la structure, aussi bien que leurs aptitudes à avoir une élasticité et une résistance suffisantes à l'emplacement des fissures de manière à pouvoir suivre leur évolution. L'installation d'un revêtement étanche peut conduire à de bons résultats à condition d'utiliser des systèmes suffisamment étanches installés correctement pendant des conditions climatiques favorables (période sèche). Les différents types de revêtements envisageables sont les résines acryliques, polyuréthanes, bitumineuses ou à base de polymères réactifs et les liants hydrauliques modifiés armés ou non.

S'il est effectué correctement, ce procédé peut en théorie être efficace pour diminuer l'humidité et le taux d'expansion. Il n'intéresse cependant que les parements de la structure. Les essais réalisés en laboratoire ont conclu à une modification de la cinétique des gonflements (voir § 2.3.1 et annexe 8) dont la transposition à l'échelle réelle d'un ouvrage est difficilement appréciable. Cependant, les conditions très sévères de ces essais laissent penser que les traitements réalisés en ambiance réelle devraient présenter quelques résultats satisfaisants.

L'application de revêtement ou de membrane peut aussi être utilisée dans le cas des barrages pour limiter les sous-pressions augmentées par la fissuration du béton et la pénétration d'eau.

Les enduits traditionnels épais (15 à 20 mm) à base de liants hydraulique ou aérien ne présentent pas une



étanchéité suffisante pour en attendre quelque résultat que ce soit.

L'inconvénient de telles solutions réside dans le fait que les revêtements et bardages peuvent masquer l'évolution des désordres et qu'elles modifient l'esthétique de la structure, bien qu'elles soient généralement conçues pour l'améliorer.

Les bardages doivent être conçus de manière à pouvoir poursuivre un suivi géométrique de la structure (distancemétrie...), dans la mesure du possible, on privilégiera des solutions démontables.

### **1.2.2 Assèchement du béton**

Le séchage peut être forcé (par exemple : séchage actif) ou naturel (par exemple, quand une protection est posée avec lame d'air interposée).

Mais un séchage est-il vraiment réalisable ? C'est peut-être le cas pour des parties d'ouvrage fines et facilement accessibles mais certainement pas pour des structures massives telles que les barrages, ni pour des parties d'ouvrage en contact avec l'eau ou le sol telles que les fondations. Il faut également remarquer que ces parties d'ouvrage immergées sont susceptibles d'être soumises à une migration des alcalins.

Sous certaines conditions, dans le cas de structures atteintes de RAS, un séchage actif peut même avoir pour effet d'accélérer la réaction en introduisant un gradient d'humidité à l'intérieur de la structure et en concentrant les alcalins dans les zones où il reste de l'eau.

Dans tous les cas, l'efficacité du séchage dépend de la vitesse de transfert de l'eau à l'intérieur de la structure, et donc de la perméabilité du béton.

Cette solution pose des problèmes d'ordres technique (mise en œuvre et maintenance) et financier.

### **1.2.3 Carbonatation (RAS uniquement)**

Elle vise à carbonater la chaux du béton, l'empêchant ainsi de réagir avec les silicates alcalins pour former des gels alcali-silice. Malheureusement, la carbonatation diminue le pH du béton et peut donc provoquer la corrosion des aciers. Cette technique doit être réservée pour les parties d'ouvrage en béton non armé et concerne plutôt des pièces fines, parce qu'il semblerait étonnant d'arriver à injecter suffisamment de dioxyde de carbone au cœur des pièces massives pour carbonater toute la chaux.

### **1.2.4 Injection au Lithium (RAS uniquement)**

Le lithium a été utilisé à titre expérimental en tant qu'adjuvant dans le béton pour éviter la RAS, à condition d'être utilisé en quantité suffisante. La quantité de lithium nécessaire augmente lorsque la quantité d'alcalins du béton augmente.

Pour les structures existantes, la solution n'est pas si évidente. Quelques laboratoires d'essais ont montré que des échantillons de béton peuvent être traités en utilisant des composés à base de lithium pour diminuer le taux d'expansion. Mais le problème principal réside dans le fait de faire pénétrer le composé, particulièrement dans le cas où la porosité du béton est faible.

Aux États-Unis, de nombreuses structures ont été traitées avec du lithium en utilisant des techniques d'application locale, électrochimiques ou d'imprégnation sous vide pour améliorer la pénétration du lithium. Mais jusqu'à présent, aucune preuve n'a été apportée quant à l'efficacité de telles techniques.

## **1.3 Limitation mécanique des gonflements, renforcement**

Trois méthodes peuvent être distinguées :

- si l'on souhaite un simple renforcement, il est possible de rajouter des armatures passives,
- si l'on souhaite éviter tout gonflement du béton, on peut appliquer un confinement avec une compression élevée,
- la désolidarisation des éléments affectés de la structure, afin de diminuer ou d'annuler l'impact de leur gonflement sur le reste de la structure.

Des techniques de réparation de type mécanique existent. Il est ainsi possible de ceinturer l'élément ou d'insérer des armatures, qui seront appelées actives ou passives selon qu'elles sont tendues ou non au cours de leur mise en place. Ces armatures sont principalement constituées d'acier, mais il est également possible d'utiliser des armatures passives à base de matériaux composites.

### **1.3.1 Renforcement par armatures passives**

Il est ainsi possible de consolider une structure en fixant sur ses parements des armatures en acier que l'on vient enrober avec du béton projeté. Sous l'effet de la poursuite de l'expansion de la structure, le renforcement de béton projeté fissure et les armatures reprennent une partie des contraintes supplémentaires générées par l'expansion du béton. Elles soulagent ainsi les armatures initialement incluses dans la structure. Ce type de renforcement passif a déjà été utilisé sur quelques structures, en particulier sur la fondation de l'un des pylônes supportant le toit d'un stade au nord de la France. Voir recueil d'expérience en annexe 7.

Les armatures peuvent également être constituées de matériaux composites collés sur la structure en béton. Les conditions de collage doivent alors être conformes aux prescriptions du fournisseur, ce qui peut exiger par exemple une injection des fissures existantes, un assèchement du béton de surface, un chanfreinage des angles...

Une protection du renforcement par composites contre les chocs, l'abrasion, le feu ou les rayons ultra-violet peut également être à prévoir selon les cas et les procédés.

### **1.3.2 Renforcement par précontrainte**

Il est également possible de renforcer les structures par ajout de précontrainte comme cela a déjà été fait au Royaume Uni pour des appuis de ponts et au Canada pour le renforcement de la fondation d'un pylône électrique. En France, un exemple de renforcement actif à l'aide de tirants nous est fourni par le barrage de Temple-sur-Lot. Voir recueil d'expérience en annexe 7.

### **1.3.3 Confinement**

L'expérience acquise (en laboratoire ou sur ouvrages) montre que, dans une structure précontrainte, l'expansion du béton (et donc sa fissuration) se développe préférentiellement dans le sens des directions les moins précontraintes. Il est ainsi recommandé d'appliquer une précontrainte tridimensionnelle dont l'objectif est d'essayer de contenir l'expansion. En prenant en compte les efforts considérables générés par les réactions de gonflement, il semble qu'il soit nécessaire d'appliquer des contraintes qui soient comprises dans une gamme allant de 3 à 10 MPa, avec une valeur raisonnable de précontrainte pouvant être estimée aux alentours de 5 MPa. Si l'on souhaite éviter tout gonflement du béton, il faut alors appliquer un confinement avec une compression élevée (supérieure à 5 MPa). Ces ordres de grandeur de compression ont été validés expérimentalement en laboratoire pour la RAS. Des essais sont actuellement en cours pour la RSI, en laboratoire et sur ouvrages.

L'expérience montre aussi que, si l'expansion du béton se poursuit, la présence d'armatures passives ou actives génère une précontrainte additionnelle dans le béton du fait des allongements supplémentaires subis par les armatures qui sont contraintes de suivre l'expansion du béton. Il est cependant déconseillé de prendre en compte cette précontrainte dans le dimensionnement du renforcement car les surtensions mobilisables dans les aciers passifs sont faibles.

La difficulté essentielle est d'appliquer une précontrainte tridimensionnelle sur les pièces atteintes. Cela est parfois possible dans des contreforts ou dans des piédroits de portiques, mais c'est généralement difficile car il existe souvent une direction qui ne le permet pas. Dans certains cas, les sollicitations au sein de l'ouvrage peuvent se comporter comme une précontrainte pour une direction.

Lors de l'ajout d'une précontrainte de renforcement ou de bridage, le non écrasement local du béton derrière les ancrages doit être vérifié en adaptant les dimensions des plaques d'appui à la qualité du béton et au ferrailage

de l'élément.

En conclusion, les confinements mécaniques n'ont aucun effet sur les directions non comprimées. Ils possèdent une efficacité à court terme qui n'est pas systématique. L'efficacité sur le long terme n'est pas prouvée. Si un confinement est envisagé comme moyen de réparation, l'obtention d'un état de compression tridimensionnelle est recommandée.

## **1.4 Libération des contraintes**

### **1.4.1 Sciage ou entaillage**

Un autre type de réparation active consiste à relâcher les contraintes en sciant tout ou partie de la structure. La première tentative d'envergure a été réalisée au barrage Fontana par la Tennessee Valley Authority. Cette opération a déjà été pratiquée à titre expérimental avec succès par les Canadiens au barrage Beauharnois (en fait entre les compartiments du barrage contenant les turbines) dans la province de Québec dans les années 1980. Cette solution a également été mise en œuvre en France au barrage du Chambon par EDF où une libération des contraintes au sommet du barrage était essentielle pour diminuer "l'effet de voûte" du barrage sur ses berges.

D'autres structures en béton comme les usines de production d'énergie, en particulier celles liées aux barrages peuvent être sujettes aux réactions de gonflement interne et peuvent présenter des déformations ou des mouvements excessifs par rapport à ce que les générateurs peuvent supporter. Les défauts d'alignement des unités formées par les pompes, les turbines et les alternateurs en usine hydroélectrique, pour lesquels les tolérances sont faibles, constituent un problème classique. Les parties mobiles des turbines peuvent venir frotter contre la chemise en béton qui se resserre. Dans les barrages ou les écluses, les éléments mobiles peuvent être bloqués par l'expansion du béton. Dans ce cas, la libération de contrainte par sciage est efficace.

Le ré-alignement des machines ou l'ajustage des dimensions des portes ou des ponts roulants pour libérer les contraintes dans l'équipement lui-même constitue un bon moyen de régler le problème pratique.

Avant d'entailler des barrages, il est fondamental de réaliser une modélisation par la méthode des éléments finis pour vérifier les effets des entailles. L'expérience montre qu'il est préférable de répartir les entailles le long du barrage plutôt que de réaliser une seule entaille. Cependant, les entailles peuvent générer un effet indésirable consistant en une accélération de l'expansion : le béton étant libre dans les zones avoisinant les entailles, il peut développer plus facilement son gonflement potentiel le long de la direction longitudinale du barrage. Si le potentiel de gonflement est encore important lors de la réalisation des entailles, il peut s'avérer nécessaire de renouveler l'opération après quelques années.

Les entailles et fissures doivent être respectivement colmatées et injectées de manière à éviter les venues d'eau ou d'humidité à l'intérieur du béton. Cela peut être réalisé en utilisant un coulis ou une résine à faible module d'élasticité ou un dispositif étanche spécial sur la face amont du barrage.

Si la technique des entailles est appropriée pour les structures en béton non armé, elle peut être également appliquée aux sections de béton armé mais avec les inconvénients de supprimer l'effet des armatures et accessoirement de générer une forte consommation de fils diamantés. Elle n'est bien sûr pas conseillée pour les structures en béton précontraint, à moins qu'un calcul approfondi n'ait démontré l'innocuité de la méthode.

En conclusion, la libération de contrainte présente une efficacité à court terme, mais requiert souvent le renouvellement de l'opération dans la mesure où elle ne s'oppose pas à la poursuite de la réaction. Elle constitue cependant une solution applicable dans quelques cas particuliers, tels que les structures en béton non armé.

## 1.5 Reconstitution ou remplacement des zones altérées

### 1.5.1 Injection de fissures

On pourrait penser qu'un coulis de ciment Portland constitue un matériau idéal pour l'injection de fissures provoquées par des réactions de gonflement internes, mais deux aspects contredisent cette idée :

- une injection avec du ciment Portland augmenterait la teneur en alcalins du béton et pourrait accélérer ou réactiver la réaction dans le cas de la RAS
- les particules des poudres de ciment Portland (même pour les ciments les plus fins) sont de trop grandes dimensions pour pénétrer dans les très petites fissures.

Il est ainsi souvent nécessaire de privilégier les injections de résine pour réparer les structures en béton endommagées par gonflement. Pour pouvoir être utilisée dans des injections dans le cadre de structures en béton dégradées par une réaction de gonflement, une résine doit répondre à plusieurs critères :

- elle doit posséder une viscosité suffisamment faible pour lui permettre de pénétrer dans les microfissures sous des niveaux de pression très modérés
- elle ne doit cependant pas avoir une viscosité si faible qu'elle serait absorbée par la porosité du béton au niveau de l'une des faces de la fissure, de sorte que la fissure serait à nouveau vide dès que l'injection cesserait
- les fissures générées par la RAS peuvent contenir des produits de réaction sous forme de poudres ou de gels. La résine doit avoir d'excellentes propriétés de mouillabilité de manière à pouvoir pénétrer dans ces produits et le béton intact constituant les bords de la fissure.

Néanmoins, l'expérience montre qu'il est quasiment impossible d'injecter avec une résine une fissure dont l'ouverture est inférieure à 0,1 mm. Entre 0,1 et 0,3 mm, le remplissage complet de la fissure peut être rendu difficile par ses ramifications.

Des essais d'injection de fissures ont montré que la résistance mécanique du béton fissuré n'est pas considérablement améliorée par l'injection. Cette solution présente essentiellement un intérêt vis-à-vis de la durabilité.

Les premières tentatives de réparation de structures atteintes d'alcali-réaction consistaient à injecter les fissures, généralement avec des résines époxy. Quel que soit le pays où ces expérimentations ont eu lieu, presque toutes ont échoué, soit du fait de la réouverture des fissures, soit du fait de l'apparition de nouvelles fissures près des fissures injectées.

En conclusion, l'injection ou le pontage de fissures sont des solutions inefficaces pour des ouvrages dont le gonflement n'est pas stabilisé car elles n'agissent pas sur la réaction et n'améliorent pas sensiblement la résistance du béton vis-à-vis de la formation de fissures sans combinaison avec une solution de confinement ou de renforcement actif.

Ces méthodes empêchent simplement l'eau de pénétrer à l'intérieur des fissures, dans la mesure où le produit injecté ou utilisé pour les pontages est suffisamment flexible pour suivre l'ouverture ultérieure des fissures. Il peut néanmoins être nécessaire d'injecter des fissures si une précontrainte est ajoutée. Cette technique peut également être utilisée pour la reconstitution du monolithisme de l'élément en fin d'expansion.

### 1.5.2 Démolition – Reconstruction partielle ou totale

Lorsqu'il s'agit de structures situées dans un espace public, une décision du type démolition/reconstruction peut être privilégiée par rapport à des solutions du type réparation ou tentative d'arrêter la réaction de gonflement pour des raisons partiellement non techniques. La raison principale de ces actions radicales est souvent basée sur l'objectif de sécurité publique.

La décision de renforcer le Charles Cross parking à Plymouth, après que les tests de chargement aient montré que la résistance de la structure était peu affectée par la RAS, tombe probablement dans cette catégorie.

La méthode de réhabilitation choisie pour une série de piles de ponts ferroviaires au Canada apparaît aussi

tomber dans la catégorie des décisions partiellement politiques. Le béton, situé sous la ligne d'eau, âgé de 40 ans, présentait de sévères détériorations liées à la RAS en plus de dégradations dues au gel-dégel. Des carottages ont été réalisés dans les piles pour établir les caractéristiques du béton dégradé. Les plus faibles valeurs de résistance en compression et de module élastique ont été obtenues dans les 3 m supérieurs de la plus haute pile, qui avoisine les 16 m. La plus faible résistance en compression obtenue sur carotte était de 22,8 MPa et pouvait atteindre les 31,6 MPa. Le module élastique variait entre 13 GPa et 22,8 GPa, et la résistance à la traction par fendage présentait une valeur moyenne 2,5 MPa. Les piles étaient massives et ces propriétés mécaniques étaient probablement compatibles avec les charges appliquées. De plus, le béton était âgé de 40 ans et le taux de détériorations ultérieures aurait probablement été, à ce stade, minimal. La décision de démolir et de reconstruire les parties des piles situées sous le niveau de l'eau a cependant été prise.

D'autres exemples montrent des démolitions/reconstruction d'ouvrages ou parties d'ouvrages motivées essentiellement par des raisons technico-économiques. Voir les exemples du viaduc de Fozzières présenté en annexe 5 et du P17 en annexe 7.

La décision du remplacement de ces structures a été prise dans un contexte réunissant à la fois des critères politiques, économiques et techniques. D'un point de vue strictement technique, la décision d'une démolition doit être argumentée par des résultats issus d'une instrumentation adaptée de l'ouvrage. La majeure partie des ponts qui ont été détruits et qui étaient endommagés par une réaction de gonflement interne du béton, auraient sans doute pu être maintenus en service plus longtemps moyennant une surveillance renforcée voire une haute surveillance et l'application de dispositions destinées à protéger les personnes. En effet, jusqu'à présent, aucune rupture prématurée ou brutale de structure n'est intervenue dans le monde, si l'on exclut le cas d'un collecteur d'eau industrielle situé dans le sud-ouest des États Unis. Il faut cependant noter que ce collecteur en béton armé de 91 cm de diamètre et 13 cm d'épaisseur était soumis à des conditions d'utilisation particulièrement sévères dans la mesure où il convoyait des effluents riches en alcalins et sulfates, à des températures supérieures à 40°C.

L'attention est portée sur le fait que les fondations peuvent être détériorées par les réactions de gonflement et qu'elles ne seront plus accessibles dans le cas où elles seraient conservées.

En conclusion, la démolition et donc le remplacement d'une structure constitue parfois une solution coûteuse mais néanmoins inévitable. Les aspects coûteux ou traumatisants de ce type de solution peuvent être atténués par la réalisation de démolitions/reconstructions partielles.

## **2 Retours d'expériences pour certaines solutions**

Des expérimentations ont été effectuées ou sont en cours à trois échelles :

- expérimentations de laboratoire sur éprouvettes,
- expérimentations de laboratoire sur corps d'épreuve ou poutres,
- traitements d'ouvrages in situ, puis suivi dans le temps.

Les expérimentations menées jusqu'à présent ne permettent pas de conclure de manière définitive sur l'efficacité des solutions. Les différents retours d'expériences sont présentés ci-après.

### **2.1 Recueil d'expériences d'ouvrages traités en France ou à l'étranger**

Le document « Recueil d'expérience » en annexe 7 recense les différentes voies possibles pour traiter et réparer les ouvrages atteints de réactions de gonflement interne et relate des exemples des procédés mis en œuvre en France et à l'étranger. Parmi les techniques les plus employées, on trouve la démolition-reconstruction partielle, l'imperméabilisation par revêtement imperméable, l'injection de fissures, le renforcement structurel passif et actif

et le découpage de libération de contrainte. Il ressort de l'examen des diverses expériences citées que l'efficacité finale des traitements réalisés est variable et qu'il n'existe pas de solution absolue universelle. Chaque cas est un cas particulier et seule une expertise précise de l'état actuel et futur des différentes parties de l'ouvrage concerné par la réaction de gonflement interne permet de choisir, selon les enjeux et autres paramètres technico-économiques, la ou les techniques les plus appropriées pour, sinon éradiquer la maladie, du moins en limiter l'évolution et en pallier les conséquences.

## 2.2 Expérimentations en cours sur ouvrages

Un certain nombre d'ouvrages ont été traités et sont suivis dans le cadre des opérations de recherche du LCPC, sont en cours de traitement ou en phase d'études avant traitements.

- **Pont d'Ondes (CG 31)** : L'ouvrage a été construit dans les années 1954/1955. Les premiers désordres liés au gonflement ont été découverts en 1982 sur un about de chevêtre. Cet ouvrage a fait l'objet d'une réparation en 1995 par injection de fissures et application d'un revêtement. La RSI est diagnostiquée par le LCPC en 1996. La mauvaise tenue de la première réparation sous l'effet du gonflement conduit à mettre en œuvre une seconde réparation prévue en 2010, alors que le potentiel de gonflement est maintenant épuisé.
- **Pont de Fozières (DIR Med)** : L'ouvrage a été construit dans les années 1980. La pathologie de gonflement a été découverte en 1996 sur un chevêtre. La RSI a été diagnostiquée par le LCPC en 2000. Cet ouvrage a fait l'objet d'une réparation par démolition / reconstruction d'un chevêtre en 2007.
- **Pont de Gevry (CG 39)** : L'ouvrage a été construit dans les années 1952 à 1954. La pathologie de gonflement a été découverte en 1986 sur les appuis en rivière. La RSI a été diagnostiquée par le LCPC en 2001. Cet ouvrage a fait l'objet d'une réparation par coques indépendantes sur les piles atteintes et protection par revêtement sur les culées en 2009.
- **Pont de Beynost (CG 01)** : L'ouvrage a été construit en 1982. La pathologie de gonflement a été découverte en 1992 sur un about de chevêtre. La RSI a été diagnostiquée par le LCPC en 2001. Cet ouvrage devrait faire l'objet d'une réparation en 2010 puis d'un suivi.
- **Chevêtres des PS de l'A71 (APRR)** : Les ouvrages ont été construits en 1988. La pathologie de gonflement a été découverte en 2002 sur les chevêtres de culées. La RSI a été diagnostiquée par le CEBTP en 2004 (sur certains chevêtres seulement par prélèvements en surface des éléments). Les ouvrages pour lesquels la RSI avait été détectée ont fait l'objet d'une réparation en 2006 puis d'un suivi. La RSI a été confirmée par le LCPC en 2009 (sur la quasi totalité des ouvrages, par prélèvements au cœur des chevêtres). La mauvaise tenue des premières réparations et l'extension de la pathologie à d'autres ouvrages conduisent à mettre en œuvre une seconde campagne de réparations prévue en 2010 et 2011.

En annexe 5, trois fiches synthétiques sont présentées pour chaque ouvrage :

- Une fiche de suivi de l'ouvrage telle que proposée en annexe du guide "Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne" (modèle de fiche appelé en annexe 2),
- Une fiche de mise en œuvre de la méthode de choix de traitement décrite dans le chapitre 3 du présent guide (modèle de fiche proposé en annexe 3),
- Une fiche de description des opérations de réparation (modèle de fiche proposé en annexe 4).

Ces expériences sur ouvrages ne permettent pas encore de conclure sur l'efficacité des solutions testées.

En effet, hormis l'expérience de la première réparation du pont d'Ondes, les autres ouvrages suivis n'ont pas été traités depuis suffisamment longtemps pour juger de l'efficacité des réparations.

La première réparation du pont d'Ondes montre quant à elle uniquement la mauvaise tenue dans le temps d'un revêtement (dont la nature n'était pas adaptée aux déformations du support) lorsque le potentiel de gonflement est encore important. La dégradation très rapide de ce revêtement n'a pas permis d'évaluer son influence sur le développement de la réaction et donc sur les gonflements.

## 2.3 Expérimentations en laboratoire

Différentes expérimentations ont été menées ou sont en cours en laboratoire.

Ces expérimentations portent sur l'évaluation de différentes solutions de réparation ou de protection d'éléments atteints de réaction de gonflement interne du béton.

Les essais sont menés sur des éléments à différentes échelles (éprouvettes, corps d'épreuve, poutres...).

Deux opérations expérimentales sont présentées en annexes 8 et 9 de ce guide :

- Impact d'un revêtement appliqué sur le béton (sur éprouvettes),
- Évaluation de solutions de traitements (sur corps d'épreuve).

### 2.3.1 Essais sur éprouvettes

L'efficacité d'un revêtement appliqué sur un béton susceptible de développer une réaction sulfatique interne plus ou moins intense a été évaluée en laboratoire sur des éprouvettes de béton (voir annexe 8). Le protocole expérimental a consisté à formuler deux types de bétons plus ou moins réactifs et à fabriquer des éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et de 22 cm de hauteur. Quatre lots de béton (deux pour chaque formule) ont été confectionnés en choisissant l'âge du béton au moment de l'application d'un revêtement. Pour un lot d'éprouvettes, le revêtement a été appliqué au jeune âge avant que le phénomène de gonflement ne soit mesurable. Pour le second lot, l'application du revêtement a été effectuée sur un support vieilli où le phénomène de gonflement est initié et se traduit par une certaine expansion du béton. Dans le cas de ce dernier lot, l'âge des éprouvettes au moment de l'application du revêtement dépend de la réactivité du béton.

Cette étude en laboratoire a pour objectif de caractériser l'impact d'un large choix de revêtements lorsqu'ils sont appliqués sur un béton susceptible de gonfler par le fait d'une réaction de gonflement interne. La réaction sulfatique interne se développe en présence d'eau. Pour cette raison, les éprouvettes n'ont pas été séchées avant l'application des revêtements. En effet, un séchage aurait fortement diminué la pertinence de l'étude du fait de la petite taille des éprouvettes au regard des éléments en béton d'ouvrages d'Art qu'il n'est pas envisageable de sécher à cœur. De plus, les éprouvettes ont toujours été conservées dans de l'eau à 20°C. Ce choix, sans lequel il n'aurait pas été possible de mesurer des gonflements sur la période d'essai (qui est déjà relativement longue) impose des conditions de vieillissement sévères au revêtement. Les conclusions de l'étude doivent tenir compte de cette particularité qui a pu être très défavorable pour les produits testés. Nous précisons aussi que les éléments en béton susceptibles de développer une RSI sur site sont au contact avec de l'eau liquide à un moment ou à un autre ou exposés à une ambiance très humide. Le contact avec l'eau liquide peut être lié à une immersion plus ou moins fréquente, à un ruissellement, à des stagnations d'eau : les conditions d'essais en laboratoire ne sont par conséquent pas surréalistes.

Dans le cas de parties d'ouvrage exposées uniquement à un environnement humide, les conditions d'essai en laboratoire étaient particulièrement sévères et la transposition nécessiterait des études complémentaires.

Les résultats de l'étude montrent que l'application d'un revêtement n'empêche pas le gonflement du béton. Les meilleurs résultats sont observés pour une application du revêtement avant que le phénomène ne soit initié. Si une diminution de l'amplitude de l'expansion est mesurée sur les éprouvettes les plus réactives, l'impact du revêtement n'est pas constaté à long terme sur les éprouvettes ayant un gonflement lent. Une nature de revêtement se démarque dans cette étude, il s'agit des revêtements minces (peintures) époxy + polyuréthane où une diminution de l'amplitude de l'expansion (cas de gonflements rapides) ou de la vitesse de l'expansion (cas de gonflements lents) a pu être observée.

L'application d'un revêtement au cours du gonflement, visant à reproduire une situation de réparation, n'apporte pas de résultats très convaincants. Le phénomène de gonflement n'est jamais stoppé. Même si le produit à base d'époxy et de polyuréthane semble limiter le gonflement lorsque le phénomène est lent, les incertitudes de mesures qui sont relativement importantes dans ce cas ne permettent pas de garantir l'efficacité de ce produit.

En conclusion, seuls les bétons n'ayant pas eu d'échange hydrique avec leur environnement n'ont pas gonflé au cours de l'étude. Pour des pièces minces, cela laisse à penser que la mise en œuvre d'une barrière physique efficace sur un béton sec pourrait réduire le risque de gonflement par épuisement de l'apport en eau. Pour les éléments plus massifs où il est illusoire d'envisager le retrait total de l'eau contenue dans la porosité, l'application d'un revêtement ne permet pas d'inhiber de manière efficace le développement futur de la réaction de gonflement. Si le choix de cette solution de réparation est retenu, il s'agira en fait d'assurer d'autres fonctions d'esthétique ou de durabilité vis-à-vis des aciers par exemple. Enfin, l'application d'un revêtement à des bétons en contact permanent ou fréquent avec l'eau liquide ne semble pas être une solution de réparation adéquate compte tenu de leur efficacité modérée à limiter les transferts d'eau liquide et dans certains cas à leur vieillissement prématuré lorsqu'ils sont immergés.

### **2.3.2 Essais sur corps d'épreuve**

Du fait de leur taille réduite, les éprouvettes habituellement utilisées pour étudier les phénomènes d'expansion du béton par réaction interne sont inadaptées pour tester des systèmes de réparations en particulier mécaniques. Une expérimentation de différentes techniques de traitement a été menée en laboratoire sur des corps d'épreuve de grande taille constitués de poutres d'un mètre de longueur et de section 0,5 x 0,5 m, dimensions qui se rapprochent ainsi de celles d'éléments de structures réels.

Les traitements testés sont : une imperméabilisation par un revêtement imperméabilisant en résine synthétique souple, un renforcement structurel léger par ceinturage de fibres de carbone, un renforcement structurel lourd par corsetage en béton armé et enfin un ajout de contrainte de compression par systèmes de précontrainte interne à barres.

Cette expérimentation n'est pas terminée, mais elle a montré que, lorsque les corps d'épreuve sont totalement et constamment immergés, ni le revêtement imperméabilisant, ni les fibres de carbone ne semblaient efficaces pour limiter l'expansion. Leur bonne tenue du revêtement souple sur un support très fissurant qui a été cependant constatée constitue un aspect favorable de ce traitement pour la protection du béton vis-à-vis des agents agressifs extérieurs et contribuer à sa durabilité.

Une synthèse de cette expérimentation est présentée en annexe 9.



# Conclusions

Ce guide présente des solutions de traitements des ouvrages envisageables dans le cas des pathologies liées aux réactions de gonflement interne du béton ainsi qu'une méthode de choix de traitements.

La méthode présentée ne dispense en aucun cas d'une expertise technique sur le fonctionnement des structures en béton et sur le matériau béton pour choisir et mettre en œuvre des solutions adaptées.

De plus, les retours d'expériences (en laboratoires ou sur ouvrages) ne permettent pas pour l'instant de mettre en évidence de solution pleinement efficace dans le traitement de ce type de pathologies.

Sur la base des exemples présentés et des connaissances relatives à la RAS et la RSI, il est essentiel dans la majorité des cas de remettre en état le réseau d'assainissement d'eau pluviale lorsque celui-ci est défaillant .

Le choix de traitements adaptés nécessite de mettre en œuvre la méthodologie présentée dans ce guide afin de prendre en compte la complexité des phénomènes et le caractère unique de chaque situation.

Dans la mesure où aucun traitement ne permet actuellement de « guérir » les ouvrages atteints de gonflements, il est toujours opportun d'être vigilant lors de la réalisation d'ouvrages neufs et d'appliquer les recommandations des guides et normes actuellement en vigueur, à savoir (liste non exhaustive) :

- Le guide LCPC "Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne" d'août 2007 pour la RSI,
- Le guide "Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction" de juin 1994 pour la RAS,
- La norme NF EN 206-1 pour la production des bétons de structure,
- Le fascicule 65 du CCGT pour leur mise en œuvre,
- ...

## PARTE 2:

### EFEITOS ESTRUTURAIS DAS REACÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA NAS ESTRUTURAS DE BETÃO

*Júlio Appleton*

*Instituto Superior Técnico (IST)*

*Lisboa, Portugal*

---

**SUMÁRIO.** O artigo tem como objectivo analisar os efeitos estruturais das reacções alcalis sílica no comportamento e segurança de estruturas de betão armado.

Será apresentada a análise dos efeitos dessas reacções expansivas na fendilhação do betão e nos efeitos globais na estrutura.

Esse estudo será ilustrado com exemplos de pontes afectadas por este fenómeno.

**PALAVRAS-CHAVE:** Reacções ASR; Deterioração.

---

## 1. INTRODUÇÃO

As reacções expansivas de origem interna no betão são em conjunto com a corrosão de armaduras as principais anomalias nas estruturas de betão.

Estas reacções estão associadas à presença de agregados (Fig. 1) que reagem quimicamente com os hidróxidos de sódio presentes no betão originando óxidos e hidróxidos de sílica e sódio que estão associados a um aumento de volume, no interior do betão.

Este aumento de volume gera forças internas que criam tensões no betão capazes de o fendilhar, quando se atinge a sua resistência à tracção. Os geles associados às referidas reacções tendem a migrar para a superfície originando uma marcação das fendas (com aspecto de humidade recente) ou a descoloração da superfície (Fig. 2).



Figura 1 – Ilustração de um agregado reactivo.

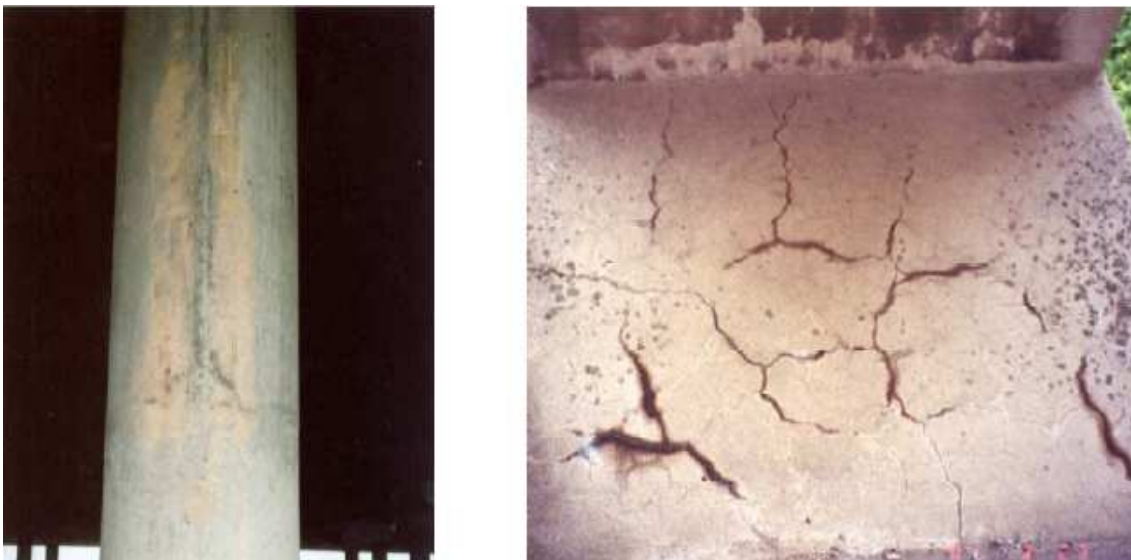


Figura 2 – Aspecto superficial das fendas associadas a reacções ASR.

Essa fendilhação é frequentemente irregular (tipo “craquelet”) mas pode também apresentar uma orientação definida quando o confinamento (ou tensões de compressão existentes na estrutura) impede essa fendilhação com qualquer orientação (Figs. 3 e 4).



Figura 3 – Aspecto visual da fendilhação em viga de um tabuleiro de uma ponte.

Estes problemas ocorrem quando existe uma quantidade suficiente de alcalis no betão, agregados reactivos numa certa quantidade e presença de água para hidratar o gel.



Figura 4 – Fendilhação vertical num pilar de uma ponte localizada na albufeira de uma barragem. A fendilhação ainda não se verifica na zona superficial do pilar, acima do nível máximo da água da albufeira

Na última década têm-se identificado numerosas obras de betão com este problema, em particular pontes e barragens. A identificação da presença dessas reacções é fácil. Em muitos casos uma inspecção visual é suficiente para essa identificação.

A confirmação da ocorrência dessas reacções e da presença de agregados reactivos pode ser feita extraindo amostras (carotes) de betão e realizando a sua análise química ou petrográfica ou realizando o ensaio de pulverização da superfície do betão da carote com acetato de uranilo e iluminando-a com luz UV observando-se a fluorescência desses componentes (Fig. 5).

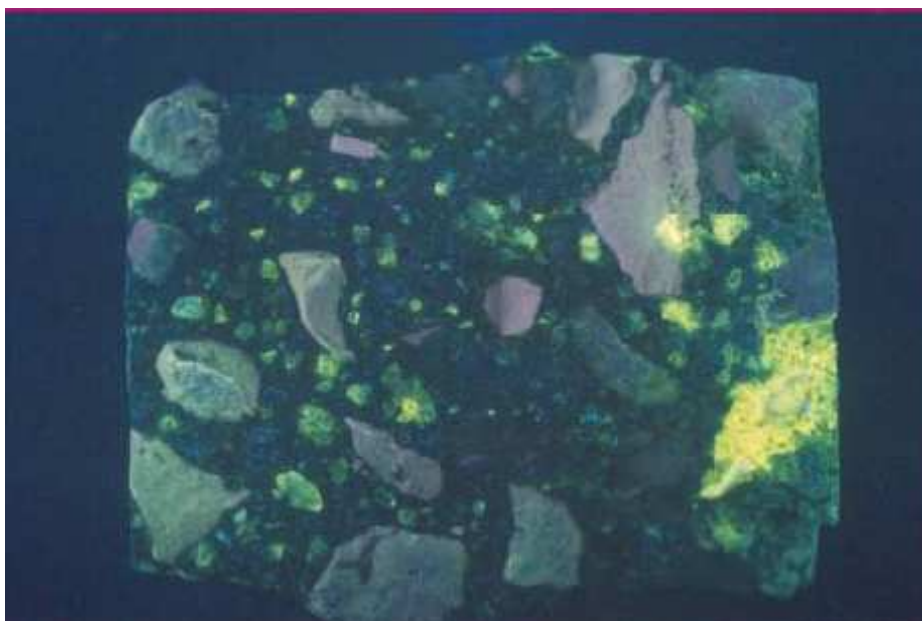


Figura 5 – Ensaio de identificação dos agregados reactivos.

É também possível realizar ensaios para avaliação da reactividade residual dos agregados aos álcalis, para efectuarmos o prognóstico da evolução dessas reacções, traduzido por exemplo pela deformação de expansão residual do betão.

Importa referir que estas reacções estão associadas a deformações enormes que chegam a ultrapassar os  $500 \times 10^{-5} = 5\%$  o que equivale ( $\epsilon = \alpha \Delta T$ ) a uma variação de temperatura de  $500^{\circ}\text{C}$ .

Estes valores explicam os danos brutais que se observam nalgumas obras, associados a estes fenómenos.

Reconhecendo-se a gravidade do problema e a impossibilidade de remover do betão os constituintes associados a essas reacções, resta praticamente a possibilidade de reduzir o teor em água da camada superficial do betão (uma vez que distâncias da

ordem dos 15cm da superfície o betão mantém os seus poros em estado saturado) e monitorizar a estrutura.

Esta comunicação tem como objectivo analisar as consequências estruturais destas reacções.

Importa referir que ao produzir a fendilhação do betão estas reacções vão gerar uma aceleração do processo de despassivação das armaduras e consequente corrosão.

## **2. EFEITOS ESTRUTURAIS DA REACÇÃO ÁLCALIS-SÍLICA**

Para além das manifestações à superfície do betão a fendilhação do betão vai originar os seguintes fenómenos:

- Corrosão de armaduras com a consequente perda de secção das armaduras, delaminação e perda da secção do betão, perda de aderência aço-betão e redução da ductilidade das armaduras.
- Introdução de tensões de tracção nas armaduras que atravessam as fendas, às quais é imposta a deformação de expansão observada.

Essas tracções podem atingir valores que originam a cedência das armaduras sendo então a deformação de expansão concentrada numa extensão reduzida junto à fenda (da ordem dos 5 a 10 cm), o que se traduz numa transferência mais gravosa da extensão para a armadura, podendo originar a sua rotura (quando atingida a extensão última do aço).

Este é talvez o aspecto mais grave deste processo de deterioração, o qual poderá vir a reduzir significativamente a segurança das obras e pôr em causa a sua utilização e segurança.

- Redução das características da deformabilidade (redução do módulo de elasticidade do betão) e da resistência do betão.
- Expansão global da obra, verificando-se em várias situações que no Inverno a contracção devida à redução da temperatura é largamente ultrapassada pelas reacções expansivas, favorecidas pela maior presença de água nesse período.

Nesta situação pode ocorrer o esmagamento da estrutura, se a expansão não for permitida, com danos severos como os representados no apoio das vigas de um viaduto, ilustrado na Fig. 6.



Figura 6 – Esmagamento do apoio de uma viga e reconstrução dessa zona de apoio.

### 3. MODELAÇÃO DOS EFEITOS ESTRUTURAIS DAS REACÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA

#### a) Efeitos estruturais em lajes e vigas

A fendilhação em elementos de betão armado apresenta em geral uma geometria irregular sem orientação preferencial, podendo no entanto aumentar a abertura de fendas associadas também a efeitos estruturais das cargas permanentes.

Neste tipo de situação (ver Fig. 3) a capacidade resistente das vigas não é significativamente afectada por este processo.

Em vigas de betão pré-esforçado essa fendilhação pode ter uma orientação horizontal preferencial uma vez que na direcção perpendicular ao pré-esforço a viga está précomprimida

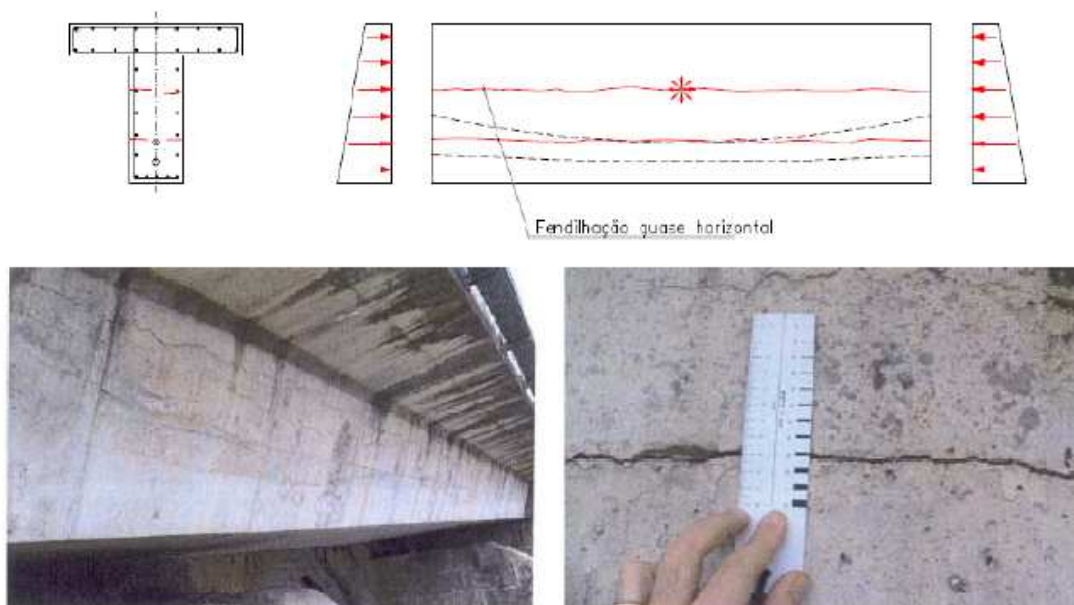


Figura 7 – Esquema simplificado do comportamento de uma viga pré-esforçada, apresentando fendilhação horizontal e exemplo ilustrativo.

Neste tipo de situações a fendilhação horizontal poderá originar a rotura dos estribos da viga e afectar significativamente a capacidade resistente quer à flexão quer ao esforço transversal.

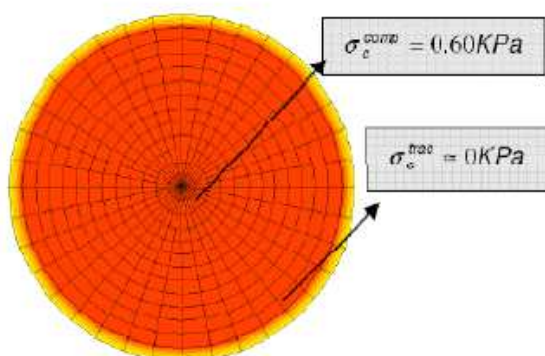
Para além destes aspectos o eventual esmagamento na zona dos apoios (Figura 6) pode também pôr em causa a capacidade de transmissão de carga para os apoios e originar uma rotura local da estrutura.

## b) Efeitos estruturais em pilares

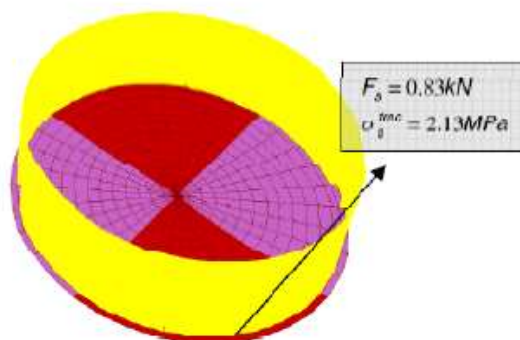
Para analisar os efeitos estruturais em pilares considera-se um pilar circular maciço de uma ponte como o representado na figura 5.

Para estudar o efeito de expansão interna das reacções álcali-silica modelou-se uma secção de um pilar com 2,60m de diâmetro com uma malha de elementos finitos incluindo as armaduras de cintagem do pilar e aplicou-se uma variação de temperatura de 1 C em toda a secção do betão, verificando-se que a secção não apresenta praticamente tensões de tracção no betão, o que significa que a modelação do processo das reacções expansivas não está correcta.

i.1) Tensões no betão:



i.2) Forças / tensões na armadura:



NOTA: Esta modelação não considera o efeito local da expansão dos agregados. O modelo indicado em ii) é mais realista.

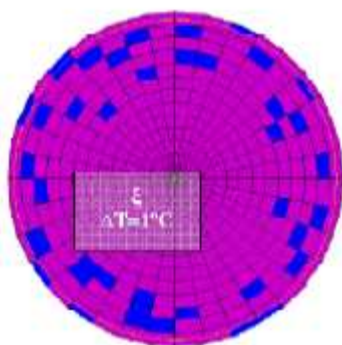
Figura 8 – Modelo de secção sujeita a variação de temperatura unitária nos elementos de betão.

Se em vez de uma aplicação de uma variação de temperatura em toda a secção, o fizermos apenas nalguns elementos escolhidos arbitrariamente obtemos a distribuição de tensões indicadas na figura 10, revelando que esta modelação é razoável e tem

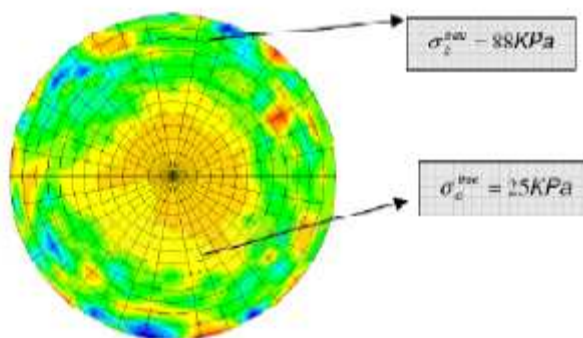


correspondência com a acção localizada dos fenómenos de expansão no interior do betão.

ii) Acção imposta em diversos elementos (aleatoriamente):



ii.1) Tensões no betão:



ii.2) Forças / tensões na armadura:

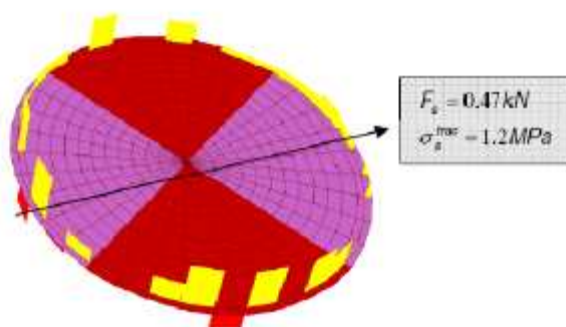


Figura 9 – Modelo de secção sujeita a variação de temperatura unitária nalguns elementos (salientados na figura superior à esquerda com maior escurecimento).

Com base neste modelo atingir-se-á a fendilhação para uma variação de temperatura  $\Delta T$  dada por:

$$\Delta T \times 88 \text{ kPa} = f_{ct} = 2000 \text{ kPa, ou seja}$$

$$\Delta T = 22,7 \text{ C (equivalente a uma extensão de } \varepsilon = \alpha \times \Delta T = 22,7 \times 10^{-5}$$

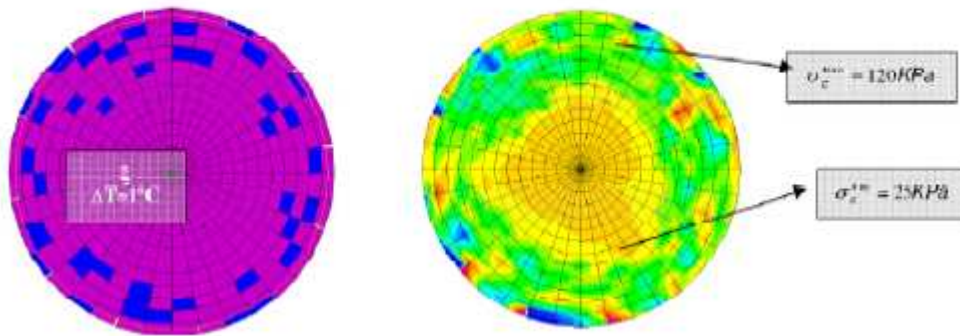
Trata-se de um valor reduzido quando comparado com as extensões observadas em elementos sujeitos às reacções ASR.

Até ocorrer fendilhação as tensões nas armaduras mantêm um valor reduzido.

Continuando no tempo a progressão da expansão devida às reacções ASR e modelando agora a secção com fendas obtiveram-se para uma variação de temperatura unitária os resultados apresentados na figura 10.

d.2) Situação com fendas:

i) Acção imposta em diversos i.1) Tensões no betão:  
elementos (aleatoriamente):



i.2) Forças / tensões na armadura:

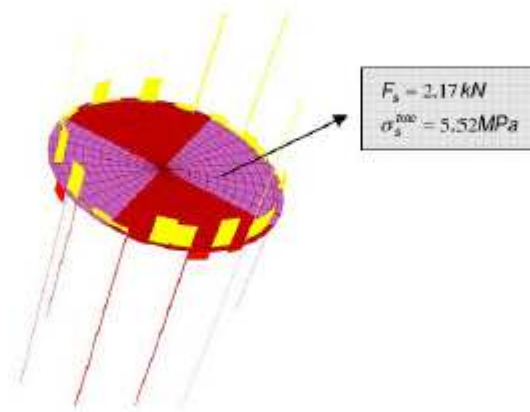


Figura 10 – Modelo de secção fendilhada sujeita a variação de temperatura unitária nalguns elementos.

A cedência das armaduras (A235, por hipótese) ocorrerá para uma variação de temperatura de:

$$\sigma_y = 235\text{MPa} = 5,5 \times \Delta T$$

$$\Delta T = 42,6 \text{ C}$$

Ou seja a cedência das cintas do pilar poderá ocorrer para uma temperatura de 42,6 °C a que corresponde uma extensão equivalente de  $\epsilon = \alpha \Delta T = 42,6 \times 10^{-5}$  e uma possível abertura de fendas (para uma distância de fendas de 200 mm) de  $\omega = 42,6 \times 10^{-5} \times 200 = 0,085\text{mm}$ .

Após a cedência das armaduras a deformação concentra-se na zona fendilhada.

A rotura das cintas ocorrerá quando se atingir a deformação última do aço. Admitindo  $\epsilon_u = 10\%$  e um comprimento da zona de concentração da deformação de 100mm têm-se que a rotura ocorrerá por uma abertura das fendas da ordem de  $\omega = 0,1 \times 100\text{mm} = 10$

mm, sem considerar os efeitos da corrosão que terão como resultado reduzir significativamente este valor.

Têm-se observado fendas em elementos deste tipo superiores a 5 mm, sendo possível que nesses casos já tenha ocorrido a rotura das cintas.

A rotura das cintas retira o efeito do confinamento no betão pilar e das armaduras longitudinais e por outro lado elimina a restrição das cintas à abertura das fendas no betão.

A progressão deste fenómeno está também associado à propagação das fendas para o interior da secção podendo vir a originar o completo seccionamento da secção. Nessa situação verifica-se uma significativa perda de resistência em flexão composta, quer pela alteração da secção eficaz quer pela redução da contribuição das armaduras longitudinais do pilar.

Na figura 11 apresentam-se os diagramas de esforços resistentes em flexão composta para esses cenários (secção total, secção reduzida sem o contributo da camada exterior, secção seccionada em duas metades, considerando ou não a contribuição das armaduras longitudinais) e correspondentes esforços actuantes, considerando o aumento de esforços devido aos efeitos de 2ª ordem num pilar com 31m de altura.

Muito embora os modelos apresentados sejam muito simples e hoje seja possível realizar a modelação destes fenómenos de forma muito mais rigorosa, os resultados obtidos mostram qualitativamente o comportamento do pilar sujeito a estas reacções.

Considera-se assim que a progressão do fenómeno das secções ASR conduzirá à rotura dos pilares da estrutura envolvendo apenas a acção das cargas verticais. Naturalmente que os danos estruturais referidos têm uma repercussão ainda mais grave se se analisar o comportamento da estrutura para a acção de um sismo.

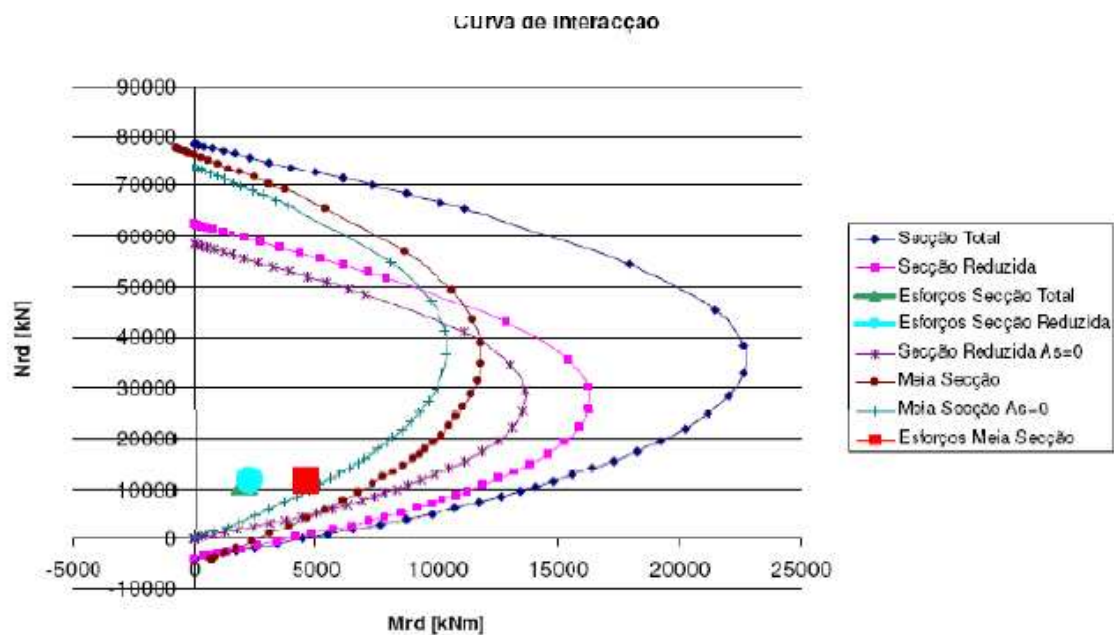


Figura 11 – Avaliação da capacidade resistente em flexão composta de um pilar sujeito a reacções ASR.

#### 4. CONCLUSÕES

Os efeitos das reacções expansivas internas do betão têm repercussões estruturais cuja gravidade depende do problema específico podendo conduzir a prazo ao colapso das estruturas fortemente afectadas por esse fenómeno.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] “Curso sobre Degradação de Estruturas por reacções expansivas de origem interna”. LNEC, Dezembro 2001
- [2] LCPC – “Manual d’Identification des reactions de degradation interne du béton dans les ouvrages d’art.





