

Réaction sulfatique interne dans les structures en béton

Mécanisme, pathologie et prévention

par **Bruno GODART**

Directeur technique Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)

et **Loïc DIVET**

Chef de la division Physico-chimie des Matériaux au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)

1. Mécanisme de la réaction sulfatique interne	C 2 254 – 2
1.1 Différents types d'ettringite	— 2
1.2 Mécanismes physico-chimiques de la RSI	— 3
1.3 Rôle des divers paramètres	— 4
1.4 Courbe d'expansion du béton.....	— 5
1.5 Conséquences mécaniques pour le béton et les structures	— 6
2. Pathologie et gestion des ouvrages malades	— 6
2.1 Description des désordres et dépistage	— 6
2.2 Bilan des structures à l'étranger.....	— 7
2.3 Bilan des structures en France.....	— 7
2.4 Diagnostic.....	— 8
2.5 Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages	— 9
2.6 Gestion des ouvrages.....	— 10
2.7 Problématique du traitement	— 10
3. Prévention des désordres	— 10
3.1 Principes	— 10
3.2 Choix du niveau de prévention.....	— 11
3.3 Précaution à adopter selon le niveau de prévention	— 12
3.4 Dispositions constructives	— 12
3.5 Essai de performance.....	— 13
3.6 Estimation des températures atteintes dans les structures.....	— 14
4. Conclusion	— 15
Pour en savoir plus	Doc. C 2 254

La réaction sulfatique interne (RSI) par formation différée d'ettringite est une cause de désordres susceptibles d'endommager sévèrement des ouvrages en béton.

Les premiers cas sont apparus à l'étranger, à partir de 1987, dans certaines pièces préfabriquées qui avaient été soumises à un traitement thermique inadapté à la formulation et à l'exposition du béton (comme, par exemple, des traverses de chemin de fer).

Ce phénomène a été observé en France, à partir de 1997, sur des ponts dont le béton avait été coulé en place. Il s'agit essentiellement de parties d'ouvrages massives (piles, chevêtres sur piles ou culées, etc.) en contact avec l'eau ou soumises à une forte humidité.

À la différence des réactions sulfatiques plus classiques, où les sulfates agissent le béton depuis l'extérieur en provoquant une dégradation progressive de la surface vers le cœur de la pièce, la RSI affecte l'ensemble du béton sans faire appel à une source extérieure de sulfates. Elle se manifeste alors par un gonflement du matériau et une fissuration de la structure.

1. Mécanisme de la réaction sulfatique interne

Le phénomène de réaction sulfatique interne (RSI) résulte de la formation différée d'un minéral dénommé « ettringite » et de formule chimique $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$.

Cette formation retardée de l'ettringite est susceptible de provoquer une expansion qui se manifeste par l'apparition, à la surface du béton, d'une fissuration multi-directionnelles à maille relativement large.

Mais, l'ettringite n'est pas systématiquement délétère pour le béton puisqu'il s'agit d'un produit normal de l'hydratation des ciments. C'est pourquoi, nous donnons ci-après quelques informations sur les différents types d'ettringite rencontrés dans les bétons.

1.1 Différents types d'ettringite

Aujourd'hui, plusieurs termes sont employés dans la littérature pour bien distinguer les différents modes et échéances de formation de l'ettringite dans le béton. On distingue alors **trois types d'ettringite** qui peuvent coexister dans un même béton. Nous retiendrons la dénomination proposée par l'association française de Génie civil, qui résulte des travaux du groupe GranDuBé (Grandeurs associées à la durabilité des bétons) [1] :

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

1.1.1 Ettringite de formation primaire

Cette ettringite correspond à un produit issu de l'hydratation des ciments qui se forme par réaction entre le régulateur de prise (gypse, hémihydrate, anhydrite) et l'aluminate tricalcique ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ou C_3A en notation cimentière) du clinker.

L'ettringite se rencontre sous l'aspect de cristaux de forme aciculaire, comme le montre la figure 1. Ces cristaux ne provoquent pas

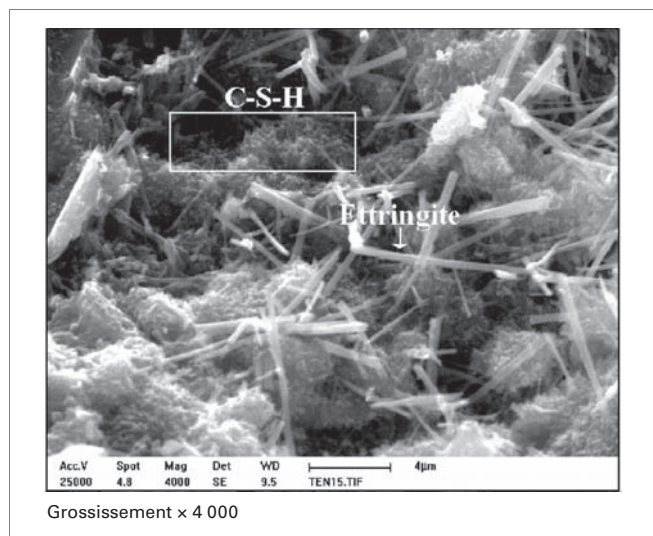


Figure 1 – Aiguilles d'ettringite primaire non expansive dans la pâte de ciment (microscopie électronique à balayage)

de gonflement car ils se forment avant le durcissement du béton et dans les espaces libres du matériau. Ils revêtent même un caractère bénéfique puisqu'ils contribuent à la cohésion de la pâte du ciment au jeune âge par une diminution de la porosité et une augmentation concomitante de la résistance mécanique du mélange. Ce phénomène est notamment prépondérant dans le cas de la prise des ciments sursulfatés et des ciments sulfoalumineux.

1.1.2 Ettringite de formation secondaire

Elle se forme quand le béton a déjà durci et résulte de mouvements d'eau à l'intérieur (phénomènes de dissolution/précipitation), et d'apports en sulfates d'origine externe (par exemple, les sols gypseux, les eaux séléniteuses, les remblais de schiste houiller, etc.) ou interne (utilisation de granulats contenant des sulfates et, notamment, des calcaires contenant des pyrites framboïdales mal cristallisées [2], utilisation d'eau de mer ou d'eau sulfatée pour gâcher le béton, etc.). Dans ce dernier cas, le respect des textes normatifs permet d'éviter cette réaction.

Pour les phénomènes de dissolution/précipitation, l'ettringite cristallise sous forme aciculaire dans les espaces libres du béton et ne présente généralement pas de caractère expansif (figure 2). Par contre, l'ettringite de formation secondaire consécutive à un apport externe de sulfates est susceptible de générer des gonflements. Contrairement aux faciès non expansifs, cette ettringite pathologique cristallise sous une forme massive et comprimée.

Les désordres liés à ce type d'ettringite concernent les bétons fabriqués avec des ciments non résistants aux sulfates (généralement les ciments riches en C_3A et libérant du $\text{Ca}(\text{OH})_2$ lors de leur hydratation).

1.1.3 Formation différée

Cette ettringite se rencontre uniquement dans les bétons ayant subi au jeune âge un échauffement supérieur à 65°C . Au-delà de cette température, l'ettringite de formation primaire ne se forme pas au cours des réactions d'hydratation du ciment et/ou est décomposée.

La source des ions sulfate est donc d'origine interne car elle provient de l'absence, ou de la décomposition, de l'ettringite primaire. Après retour à température ambiante et en présence d'humidité, l'ettringite peut se former ou se reformer. Elle est alors susceptible de générer des pressions de gonflement dans certaines conditions (figure 3).

Dans la suite de cet article, c'est ce type de réaction que nous désignerons par le sigle RSI.

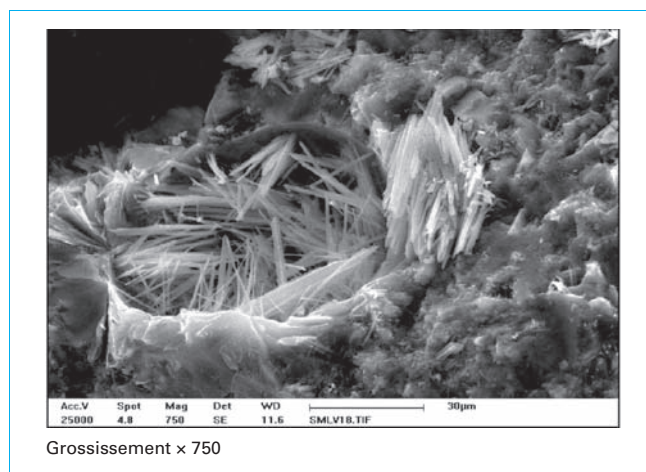


Figure 2 – Ettringite secondaire non expansive dans un pore (microscopie électronique à balayage)

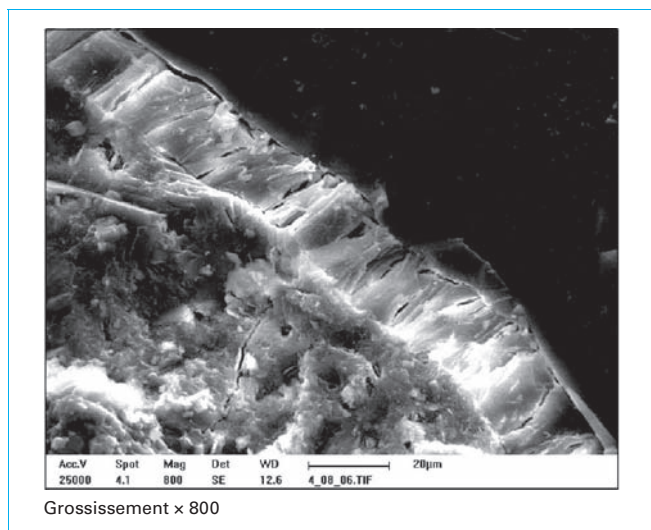


Figure 3 – Ettringite ayant des propriétés expansives et localisée à l'interface pâte/granulat (microscopie électronique à balayage)

1.2 Mécanismes physico-chimiques de la RSI

La RSI se traduit donc par la formation différée d'ettringite dans un matériau cimentaire, après la prise, sans apport de sulfates externes.

Le mécanisme peut être décomposé schématiquement en trois séquences :

- **constitution d'une source en sulfates** potentiellement remobilisable,
- **précipitation différée** de l'ettringite ;
- **expansion** qui se traduit par la fissuration du béton.

1.2.1 Constitution d'une source en sulfates

Une élévation conséquente de la température modifie les réactions d'hydratation du ciment. En effet, les sulfates apportés par le régulateur de prise ne sont pas mobilisés en totalité pour former l'ettringite primaire ([3], [4], [5], [68]). Par ailleurs, la solubilité de l'ettringite primaire augmente avec la température ce qui se traduit par une concentration plus élevée en ions sulfate dans la solution interstitielle du béton ([6], [7]).

De plus, la présence d'autres ions en solution tels que les ions Na^+ ou K^+ augmentent également la solubilité de l'ettringite [8]. Des calculs thermodynamiques et de nombreuses expériences attestent qu'en présence d'une forte quantité d'alcalins et à des températures supérieures à 65 °C, le domaine de stabilité de l'ettringite est considérablement réduit ([9], [10]). Ces variations thermodynamiques entraînent une augmentation de la teneur en alcalins et en sulfates dans la solution interstitielle du béton.

Selon Scrivener [11], aux températures comprises entre 70 et 90 °C environ, une part importante des sulfates résultant de la décomposition de l'ettringite est incluse dans les silicates de calcium hydratés dénommés C-S-H (hydrate majoritaire des ciments) sous forme d'ions SO_4^{2-} adsorbés et de cristaux nanométriques de monosulfoaluminates de calcium intimement mélangés aux hydrates du ciment.

De nombreux travaux ont montré cette capacité d'adsorption physique des ions SO_4^{2-} par les C-S-H ([12], [13], [14], [15]). Par ailleurs, Barbarulo [16] et Matschei [17] ont également montré que la

capacité d'adsorption s'élève avec le rapport CaO/SiO_2 des C-S-H et que ce rapport augmente avec une élévation de la température de prise du ciment.

La liaison sulfates-silicates de calcium hydratés est peu stable de sorte qu'au cours du temps, les C-S-H peuvent libérer des sulfates dans la solution interstitielle du béton.

1.2.2 Précipitation de l'ettringite

Après durcissement du béton et retour à la température ambiante associée, éventuellement, à un lessivage des alcalins contenus dans la solution interstitielle du béton, la précipitation de l'ettringite peut se produire dans la pâte de ciment durcie à partir des inclusions de monosulfoaluminates et des ions SO_4^{2-} sous forme de cristaux nanométriques à micrométriques. Il peut alors régner des conditions de concentration qui conduisent à une très forte instabilité du système chimique local et à la formation, dans un espace confiné, d'une ettringite souvent qualifiée de « mal cristallisée ». Elle peut développer localement des pressions élevées et provoquer un gonflement ainsi qu'une fissuration de la pâte de ciment.

Au cours du temps et en conditions humides, les microcristaux d'ettringite peuvent être dissous et recristalliser dans les fissures où l'ettringite apparaît alors sous forme de veines caractéristiques, ou dans les auréoles de transition situées autour des granulats.

Cette ettringite secondaire, formée postérieurement à l'apparition des microfissures, ne provoquerait pas d'expansion, mais pourrait influencer les conditions de propagation des microfissures. Toutefois, cette thèse ne fait pas aujourd'hui l'objet d'un consensus dans la communauté scientifique.

1.2.3 Expansion

Le caractère expansif, ou non, de l'ettringite dépend de la composition chimique initiale, en particulier du type de ciment (teneurs en aluminates, en alcalins, quantité de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ susceptible d'être formée) et de la quantité de sulfates susceptibles d'être mobilisée.

Le mécanisme exact, par lequel la formation d'ettringite peut générer des pressions au sein du béton, ne fait pas encore l'unanimité. **Deux principaux mécanismes, plus ou moins associés, ont été proposés pour expliquer le gonflement induit par la formation d'ettringite :**

- **en relation avec les pressions de cristallisation associées à la croissance des cristaux d'ettringite** ([18], [19], [20]) ;
- **en relation avec les pressions osmotiques dues à la croissance d'une ettringite colloïdale** [21].

Dans la réalité, il est vraisemblable que les deux mécanismes puissent entrer en jeu simultanément et ne soient pas vraiment dissociés.

■ Gonflement par pressions de cristallisation

La théorie des pressions de cristallisation suggère que le gonflement engendré par un sel quelconque est en relation avec la pression de cristallisation de ce sel en solution. La pression de cristallisation dépend elle-même du taux de sursaturation de la solution. Elle peut s'exprimer par la formule :

$$P = (RT/V_s) (\log C/C_s)$$

avec	C	concentration du sel en solution,
	C_s	concentration de la solution à la saturation,
	V_s	volume molaire du sel,
	R	constante des gaz parfaits,
	T	température absolue.

Selon Scherer [22], les pressions engendrées dépendent de la courbure du cristal en supposant un matériau saturé et un réseau constitué de pores cylindriques :

$$P = K_{CL} Y_{CL}$$

avec P pression,
 K_{CL} courbure du pore,
 Y_{CL} énergie libre du cristal.

Il en déduit que les plus grandes pressions sont développées dans les plus petits pores d'accès à un gros cristal.

■ Gonflement par pressions osmotiques

Les forces de gonflement proviennent de l'environnement électrique des particules cryptocristallines d'ettringite précipitée. Comme dans les matériaux argileux, ces particules peuvent développer des forces d'attraction et de répulsion dans certaines conditions de pH.

Une telle théorie a été développée par Mehta [21]. Les particules colloïdales d'ettringite de surface spécifique très élevée et chargées négativement attirent les molécules d'eau polaires qui les entourent. La répulsion électrostatique provoque le gonflement. Le phénomène s'accompagne d'une très forte absorption d'eau.

Les conditions chimiques de ce processus d'expansion ne diffèrent pas fondamentalement des conditions évoquées pour la pression de cristallisation. En effet, la formation de l'ettringite suit un processus de dissolution/précipitation dans un espace confiné, en présence de chaux.

1.3 Rôle des divers paramètres

La RSI n'est susceptible de se produire à long terme que sous certaines conditions spécifiques. La probabilité d'apparition est fortement liée à l'environnement de la structure et à certains paramètres propres au matériau ou conditionnés par le processus de fabrication.

1.3.1 Influence du cycle thermique subi par le béton

La **température maximale atteinte dans le béton est un paramètre essentiel du déclenchement de la RSI**. Il est maintenant admis qu'un matériau cimentaire développera une expansion liée à la RSI si celui-ci est porté à une température supérieure à 65 °C environ pendant son hydratation ([23], [24], [69]). De plus, une température maximale plus élevée augmente les expansions finales observées ([25], [69]).

■ Dans le cas de l'industrie de la préfabrication des bétons, les pièces subissent une phase dénommée prétraitement qui consiste à maintenir le matériau à la température ambiante avant la période de montée en température. Pour Fu [25], plus la durée de la phase de prétraitement est courte, plus l'expansion finale du matériau est importante.

■ Dans le cas de pièces massives en béton coulées en place et, lors de fortes chaleurs d'été, l'hydratation du ciment peut suffire à générer des températures proches de 80 °C au cœur de la pièce en béton. De plus, la durée de maintien à haute température est beaucoup plus longue (plusieurs jours) que dans le cas d'éléments en béton étuvés en usine (durée inférieure à 8 heures en général).

La figure 4 donne un exemple d'échauffement d'une pièce massive en béton de 4 mètres de haut, pour 6 mètres de long et 5 mètres de large. La température au cœur du béton a atteint 80 °C et le béton a été maintenu à une température supérieure à 70 °C durant 9 jours.

La durée de maintien à haute température favorise la RSI en accélérant la cinétique de la réaction et en augmentant l'amplitude du gonflement [70]. La figure 5 illustre ce phénomène pour une même formulation de béton, en comparant un cycle thermique utilisé en usine de préfabrication où la température demeure à 80 °C pendant 10 heures avec un échauffement d'une pièce massive où la

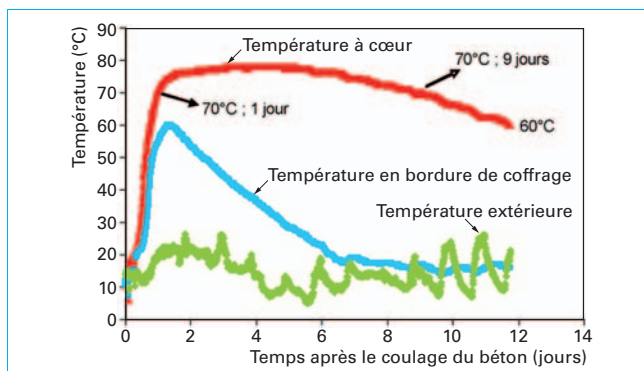


Figure 4 – Exemple d'enregistrement des températures d'un béton d'une pièce massive (4 x 5 x 6 m)

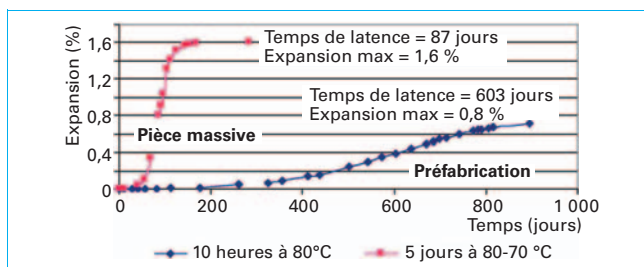


Figure 5 – Influence de la durée de maintien à haute température sur la RSI (d'après [70])

température reste entre 70 et 80 °C pendant 5 jours. Il s'agit d'éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm dosées à 400 kg/m³ de ciment et de rapport E/C = 0,5.

Par ailleurs, Brunetaud [26] a étudié les couplages entre certains des principaux paramètres de la RSI par la méthode des plans d'expériences. La principale interaction concerne alors la température et la durée de l'échauffement.

1.3.2 Influence de l'environnement de la structure en béton

On a pu constater depuis longtemps, aussi bien en laboratoire que sur ouvrages, le **rôle fondamental de l'eau dans le développement de la RSI**. L'eau est un milieu réactionnel nécessaire au déroulement de la réaction. Elle intervient, aussi bien dans les processus de transfert, que dans la formation des produits de réaction.

La RSI touche essentiellement les parties d'ouvrage en contact avec l'eau (zone immergée, zone de marnage) ou soumises à des venues d'eau (défaut d'étanchéité, absence de drainage, etc.), voire exposées à un taux d'humidité élevé.

En laboratoire, les travaux de Heinz et Ludwig [27] et, plus récemment de Graf [28] ont montré qu'aucune expansion n'est observée en dessous de 90 % d'humidité relative. La remise à 100 % d'humidité relative permet ensuite le développement d'expansion. Les expansions finales sont plus élevées et les temps de latence plus courts lorsque les échantillons sont conservés dans l'eau, plutôt qu'à 100 % d'humidité relative ([27], [29]).

La présence d'eau entraîne aussi une lixiviation du matériau, en particulier des alcalins. Les travaux de Famy [29] ont montré que la conservation de prismes de mortier dans une solution alcaline pouvait retarder, voire inhiber les expansions observées lorsque le mortier est conservé sous eau. La lixiviation des alcalins est un facteur qui modifie les équilibres chimiques du matériau et qui est susceptible de modifier la cinétique de RSI, voire son déclenchement.

1.3.3 Influence de la composition du ciment

Les sulfates et les aluminates interviennent directement dans le mécanisme réactionnel pour former l'ettringite. Par conséquent, la RSI n'est possible que si le ciment utilisé contient suffisamment d'aluminate tricalcique (C_3A) et de sulfates. En effet, l'expansion du matériau augmente avec la teneur en SO_3 et en C_3A du ciment ([31], [32]).

Il est maintenant communément reconnu que les alcalins jouent un rôle majeur sur le déclenchement de la RSI en jouant, notamment, sur la solubilité de l'ettringite ([26], [33], [34]). L'ettringite est plus soluble quand le taux d'alcalins augmente.

Ceci se traduit par une augmentation de la quantité de sulfates en solution. Du fait de la variation de la solubilité de l'ettringite avec la température, une interaction forte existe entre ces deux paramètres au cours du processus de la RSI. Toutes choses égales par ailleurs, une diminution de la teneur en alcalins augmente la valeur critique de la température. De plus, la quantité de sulfates adsorbée sur les C-S-H augmente avec une élévation de la concentration en sulfates dans la solution ([14], [15]). Dans ces conditions, des sulfates se trouvent non combinés chimiquement aux hydrates et sont alors susceptibles d'être remobilisés pour former plus tardivement de l'ettringite.

À l'échelle du matériau, plusieurs travaux ([35], [36]) ont montré que l'expansion d'un mortier dépend fortement de la composition du ciment utilisée et en particulier, de sa teneur en alcalins.

1.3.4 Influence des additions minérales

■ L'utilisation de **certaines additions minérales**, telles que les laitiers de haut fourneau, les cendres volantes, les pouzzolanes naturelles, le métakaolin et les fumées de silice, peuvent améliorer la résistance des bétons vis-à-vis de la RSI. Plusieurs travaux ([37], [38], [39]) ont montré que l'introduction de ces additions minérales dans les bétons, en substitution au ciment, réduit, voire annule, l'expansion provoquée par la RSI.

L'efficacité de ces additions dépend de leur nature, du taux de substitution au ciment et de la composition de ce dernier (C_3A et SO_3). Pour les cendres volantes, leur efficacité est tributaire de leurs teneurs en chaux et en alcalins [40].

■ Le rôle exact par lequel ces additions minérales limitent le développement de la RSI n'est pas complètement élucidé, mais **plusieurs hypothèses peuvent être avancées** :

- **effet de dilution** des alcalins, des sulfates et des aluminates par le remplacement d'une partie du ciment ;
- **diminution de l'alcalinité de la solution interstitielle du béton** en raison de la réaction pouzzolanique, mais ces additions peuvent aussi être une source d'alcalins ;
- **réduction de la teneur en portlandite** $Ca(OH)_2$ dans la matrice cimentaire suite à la réaction pouzzolanique ;
- **rapport CaO/SiO_2 des C-S-H** obtenus en présence de ces additions minérales plus faible qui diminue fortement la capacité d'adsorption des ions SO_4^{2-} à leurs surfaces.

■ L'utilisation des **additions minérales à caractère hydraulique latent ou pouzzolanique** est doublement bénéfique pour les parties massives de ponts en béton coulées en place vis-à-vis de la RSI. En effet, elles peuvent inhiber l'expansion générée par la RSI lorsqu'elles sont utilisées en quantité suffisante.

Elles permettent également de diminuer le dégagement de chaleur lors de la prise du béton ce qui se traduit par des températures atteintes dans les structures et des durées de maintien à haute température plus faibles.

1.3.5 Influence de la composition du béton

Deux facteurs liés à la formulation du béton peuvent avoir un effet sur la RSI. Il s'agit de la nature du granulat et du rapport E/C (masse d'eau/masse de ciment).

L'utilisation de granulats calcaires en substitution de granulats siliceux atténue le comportement expansif des bétons soumis à la RSI ([24], [41]), mais leur rôle inhibiteur ou simplement retardateur ne fait pas l'objet d'un consensus. Ceci peut s'expliquer par des modifications apportées au niveau de l'interface pâte/granulats.

La dimension des granulats joue aussi un rôle déterminant sur les expansions ; un mortier étuvé est d'autant plus expansif que le sable utilisé est fin ([25], [41]).

Selon les travaux de Brunetaud [26], le facteur E/C n'est pas aussi influent que les paramètres température et durée de maintien. Toutefois, les résultats sont très dépendants du domaine étudié. Abaisser le rapport E/C d'un béton diminue la porosité et permet de diminuer les caractéristiques de transfert. Ceci se traduit alors par un important ralentissement de la vitesse de réaction.

Cependant, les cas de gonflements importants sont plus nombreux lorsque le rapport E/C passe de 0,48 à 0,35. Pour des rapports E/C très élevés ($> 0,55$), l'ettringite précipite préférentiellement dans les pores de la pâte de ciment qui servent alors de vases d'expansion [39]. Ce phénomène a été aussi observé par Petrov [71] au cours d'une étude sur l'influence des adjuvants entraîneur d'air pour inhiber les phénomènes d'expansion dus à la RSI.

1.4 Courbe d'expansion du béton

La RSI peut être diagnostiquée lorsque la précipitation tardive de l'ettringite génère un endommagement à l'échelle du matériau ou de la structure. Ce phénomène peut se traduire en laboratoire par une expansion de toute la masse de béton pouvant dépasser 1 %, ce qui conduit à des dégradations importantes à l'échelle de la structure.

Sur éprouvette de béton, le suivi est couramment réalisé par mesure des déformations longitudinales. Les mesures opérées sur pâte de ciment, mortier ou béton décrivent une courbe en « S » caractéristique d'un gonflement d'origine interne.

Dans le cas de l'alcali-réaction, une étude basée sur un plan d'expériences a permis d'établir un modèle fiable pour décrire les courbes de gonflement [72]. Ce modèle est également bien adapté pour le cas de la RSI [70]. L'équation proposée est la suivante :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon^\infty \frac{1 - e^{-\frac{t - \tau_{latence}}{\tau_{carac}}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_{latence}}{\tau_{carac}}}}$$

avec	ε^∞	amplitude maximale de gonflement,
	τ_{carac}	temps caractéristique qui correspond à la pente au point d'inflexion,
	$\tau_{latence}$	temps de latence qui correspond à la position du point d'inflexion.

Cette courbe est symétrique par rapport au point d'inflexion, ce qui signifie que l'expansion finale est atteinte à partir de $t = 2 \cdot \tau_{latence}$. La figure 6 présente une courbe d'expansion obtenue par cette équation.

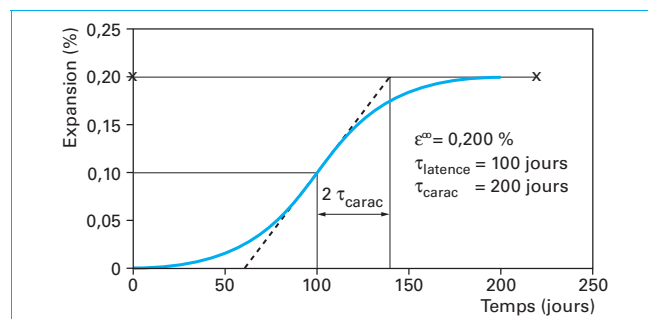


Figure 6 – Exemple de courbe en « S » d'un béton soumis à la RSI

L'expansion due à la RSI peut se manifester au bout de quelques semaines à quelques mois dans les essais de laboratoire sur pâtes pures, sur mortiers ou sur bétons. Dans les bétons d'ouvrage, le délai peut atteindre plusieurs années, selon les conditions d'humidité.

1.5 Conséquences mécaniques pour le béton et les structures

Sur la base d'une évaluation de l'énergie libre de la réaction de formation de l'ettringite à partir de réactifs anhydres, Dron et Bri-vot [19] ont pu estimer que la pression de cristallisation à l'extrémité d'une aiguille d'ettringite pouvait atteindre 70 MPa. Dans une section donnée, la pression moyenne est évidemment à pondérer par le taux d'aiguilles en croissance, la densité des aiguilles, ainsi que leur orientation.

Il n'en demeure pas moins que le gonflement ettringitique est puissant, qu'il génère des expansions de béton bien supérieures à celles créées par l'alcali-réaction et qu'il peut aller jusqu'à l'éclatement du matériau.

À la différence de l'alcali-réaction, où le gonflement du matériau est lié à la distribution des sites réactifs au sein du béton, la RSI résulte davantage d'un gonflement de la pâte de ciment et ce gonflement apparaît ainsi de façon plus homogène au niveau d'une éprouvette de béton. Pour un matériau donné, ce sont la localisation et la quantité de pâte gonflante ainsi que la distribution et l'importance des vases d'expansion (macropores, bulles d'air, auréoles de transition entre granulats et pâte de ciment,...) qui déterminent son expansion.

Dans les pièces massives, des gradients thermiques dus à la réaction exothermique d'hydratation du ciment existent à la construction entre le cœur et la périphérie des pièces. Dans certains cas, la totalité de la pièce peut atteindre une température supérieure au seuil de déclenchement de la RSI, et c'est l'ensemble de la pièce qui gonfle.

Mais, dans la plupart des cas, le seuil de déclenchement est atteint au cœur, alors qu'il ne l'est pas en périphérie de pièce, et il se produit alors des gonflements différentiels entre le cœur et la peau qui génèrent des gradients de contraintes internes et qui expliquent la large ouverture, parfois constatée, des fissures à la surface des éléments de structures.

Des essais, menés récemment au LCPC, permettent d'estimer un ordre de grandeur du gonflement du béton. Il s'agit d'essais d'expansion menés sur des éprouvettes de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm dont le béton a été reconstitué en laboratoire de façon à reproduire les formulations de béton ayant servi à la fabrication des différentes parties d'un ouvrage atteint de RSI. Les résultats de ces essais, menés selon la méthode d'essai LPC n° 66 [57], montrent que les gonflements totaux des éprouvettes peuvent atteindre 0,9 %, et que les cinétiques d'expansion peuvent varier du simple au quintuple selon la formulation du béton (voir figure 7). À la fin de ces essais, les éprouvettes ont été testées sous presse afin d'évaluer leur résistance en compression résiduelle.

Il en ressort que la résistance en compression est drastiquement réduite par le développement de la RSI. Il s'agit d'essais, les éprouvettes représentatives de la partie d'ouvrage qui a le plus gonflé ont perdu les deux-tiers de leur résistance initiale à la compression. La résistance à la traction et le module de déformation sont également réduits, et ceci avant la chute de résistance en compression.

Dans les structures, la pathologie se traduit par un gonflement et une fissuration tridimensionnelle, lorsque le béton n'est pas gêné dans son expansion et que la structure est faiblement armée. Lorsque la structure présente un ferrailage important, selon une, voire deux directions (ou lorsqu'elle est précontrainte, ou bien que des efforts concentrés existent au sein de celle-ci), la fissuration s'oriente parallèlement aux efforts de compression ou parallèlement

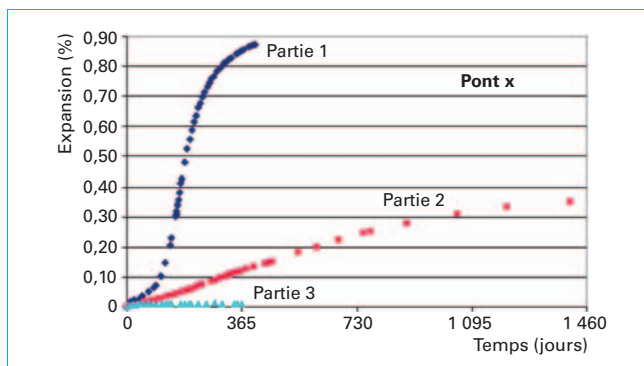


Figure 7 – Gonflement d'éprouvettes de bétons, reconstituées en laboratoire, et représentatives des bétons composant les différentes parties d'un même pont



Figure 8 – Fissuration en réseau observée sur une pile de pont au Portugal

à la direction selon laquelle l'expansion du béton est gênée (l'expansion du béton se faisant toujours préférentiellement suivant la direction la moins contrainte). En outre, le gonflement d'une partie de la structure atteinte de RSI peut provoquer la fissuration de l'autre partie non malade de la structure qui lui est liée.

Un **exemple** de ce problème est donné par le gonflement de l'embase d'un pylône qui supporte un tablier haubané, ce gonflement ayant pour conséquence d'écarter les jambes du pylône et de mettre en traction les entretoises du pylône qui se fissurent.

2. Pathologie et gestion des ouvrages malades

2.1 Description des désordres et dépistage

Les désordres les plus courants, provoqués par une réaction sulfatique interne, sont la fissuration en réseau et le faïençage (figure 8).



Figure 9 – Fissuration très marquée dans la partie de la pile en contact avec l'eau (pont situé en France)

Ces maillages de fissures ne sont cependant pas caractéristiques de la RSI, car d'autres pathologies, comme l'alcali-réaction et le gel interne produisent ces mêmes symptômes. La présomption initiale d'une RSI reste néanmoins fondée sur la présence de symptômes visuels détectés lors d'une visite ou d'une inspection d'ouvrage. Cette fissuration peut être orientée lorsque des efforts de compression s'opposent au gonflement interne (cas des ouvrages précontraints, ou des poteaux, par exemple).

Dans certains cas, les fissures peuvent présenter un rejet (un décalage hors du plan des lèvres des fissures). Dans les cas où la réaction est particulièrement expansive, les gonflements des éléments de structures se matérialisent par des bombements de parements qui sont bien visibles à l'œil. Enfin, dans d'autres cas, les conséquences du gonflement deviennent visibles au niveau du fonctionnement de la structure comme, par exemple, avec la mise en butée de l'ouvrage à ses extrémités ou le blocage de vannes mobiles dans des barrages.

Hormis les fissurations, mouvements et déformations de gonflement, il n'existe pas d'autres désordres apparents sur ouvrages associés à la RSI. Le « *Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art* », 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 [60].

Il est également important de noter que ce sont généralement les parties de structures en contact direct avec l'eau (piles en rivière (figure 9), fondations, barrages, tuyaux d'irrigation,...) et les parties de structure soumises à des venues d'eau en raison de défauts de drainage ou d'étanchéité (chevêtres sur appuis, sommiers de culée,...) 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 chemins de fer, toitures en fibrociment,...) peuvent également présenter des désordres.

2.2 Bilan des structures à l'étranger

Les premiers cas reconnus, où la RSI est considérée comme la principale source de dégradation, correspondent à des traverses de chemin de fer préfabriquées en béton ayant subi un traitement thermique. Plusieurs pays ont rencontré ce phénomène et l'on peut citer notamment la Finlande en 1987 [42], l'Allemagne en 1989 [43], l'ancienne Tchécoslovaquie en 1991 [44], l'Australie [45], l'Afrique du Sud en 1992 [46], les États-Unis en 1995 [47] et, plus récemment, la Suède en 2004 [48].

Les premiers désordres apparaissent après plusieurs années d'utilisation, généralement en moins de dix ans et il s'agit toujours de traverses de chemin de fer exposées à l'humidité. En effet, les mêmes traverses mises en place dans des tunnels ne présentent pas de signes d'altération. Dans certains cas, la RSI est parfois associée à d'autres mécanismes de dégradation du béton, tels que le gel-dégel ou l'alcali-réaction.

La RSI a également été identifiée dans quelques autres éléments préfabriqués en béton. Cette réaction a été notamment mise en évidence dans un mur d'escalier de parking aux États-Unis [49], dans des poutres précontraintes et dans des caniveaux en Grande-Bretagne [50], dans une tribune de stade aux États-Unis [51] et au sein de toitures en fibrociment en Italie [52]. Dans la majorité de ces éléments préfabriqués, les désordres ont été observés moins de dix ans après la construction.

La RSI a été aussi rencontrée dans des pièces massives en béton coulées en place. Cela concerne notamment des fondations de pylônes de lignes électriques aux États-Unis ([49], [53]) et en Italie [52]. Ces désordres sont apparus entre trois et huit ans après le coulage du béton.

Une importante expertise d'ouvrages d'art a été réalisée en Grande Bretagne qui a révélé vingt-trois cas de ponts touchés par la RSI : fondations, culée, chevêtre, mur en aile [50]. Ces bétons ont été coulés le plus souvent durant les périodes d'été et comportent de forts dosages en ciment (entre 420 et 550 kg/m³), ainsi que des teneurs élevées en alcalins équivalents (> 4 kg/m³). Il s'agit généralement de pièces de forte épaisseur (au moins 60 cm). La température maximale atteinte dans les pièces en béton a été estimée proche de 80 °C. Les désordres sont apparus entre huit et vingt ans après la construction.

2.3 Bilan des structures en France

En France, la découverte de la RSI et de ses manifestations délétères est récente, avec des premiers cas identifiés vers les années 1990. Ce phénomène a été principalement observé dans des pièces massives de ponts en béton coulées en place et lors de fortes chaleurs d'été ([4], [54]).

Les cas de structures malades, répertoriées en France par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées, sont pour l'instant peu nombreux (environ une trentaine), mais concernent le plus souvent des ouvrages de génie civil courants. Il s'agit de bétons atteints essentiellement d'une RSI et ne faisant pas, notamment, l'objet d'une réaction alcali-silice.

D'une manière générale, la manifestation de désordres est visible sur un ouvrage entre cinq et dix ans après la construction.

De plus, ces désordres n'affectent jamais la totalité de l'ouvrage, mais essentiellement les parties massives exposées à l'humidité ou à des venues d'eau.

Les bétons ont subi un échauffement important qui a pu conduire à une température de l'ordre de 80 °C, cette dernière résultant de la géométrie de la pièce, de la période de coulage (en été) et d'un fort dosage en ciment.

Une expertise plus détaillée a été réalisée à partir de huit ouvrages afin de rechercher les paramètres simultanément présents et *a priori* nécessaires au développement de la RSI [4]. Ces paramètres ont été classés en quatre groupes :

- liés à la température ;
- liés au ciment ;
- liés au béton ;
- liés à l'environnement.

Ces données sont rassemblées dans le tableau 1.

Tableau 1 – Étude comparative des différents facteurs déterminants de la RSI rencontrés dans des ponts expertisés

	Pont « A »	Pont « B »	Pont « C »	Pont « D »	Pont « E »	Pont « F »	Pont « G »	Pont « H »
Année de construction	1955	1967	1980	1988	1990	1982	1988	1989
Partie d'ouvrage concernée	Chevêtre	Pile	Chevêtre	Pile	Pile	Chevêtre	Socle de pile	Chevêtre
Paramètres liés à la température :								
• T max (°C)	> 80	> 80	> 80	> 75	> 80	> 70	> 75	> 75
• Période de bétonnage	Août	Inconnue	Août/sept.	Juillet/août	Août/sept.	Juillet/août	Juillet/août	Juillet/août
Paramètres liés au ciment :								
• Type de ciment	CPA	CPAL (10 % de laitier)	CPA 55R	CPJ 55 (10 % filler calcaire)	CPA 55R	CPA	CPA	CPA 55R
• SO ₃ (% massique)	2,5	2,7	2,6	2,5	2,8	3,2	2,2	3,5
• C ₃ A (% massique)	11,2	9,6	9,8	7,0	8,2	11,0	7,1	10,1
Paramètres liés au béton :								
• Dosage en ciment (kg/m ³)	430	430	400	380	410	350	385	400
• Rapport E/C	0,50	0,50	0,47	0,54	0,46	0,49	0,48	0,50
• Nature des granulats	Siliceux	Siliceux	Silico-calcaire	Siliceux	Siliceux	Silico-calcaire	Siliceux	Silico-calcaire
• Teneur en alcalins (Na ₂ O équivalent en kg/m ³) (1)	2,0	4,3	4,0	4,1	2,3	3,0	3,9	4,6
Paramètre lié à l'environnement :								
• Humidité	Problème d'étanchéité	Absence de drainage	Condensation Alternance humidification-séchage	Zone de marnage	Zone de marnage	Soumis aux intempéries	Soumis aux intempéries	Absence de drainage

 (1) $Na_2O \text{ équivalent} = Na_2O + 0,658 K_2O$

2.4 Diagnostic

Le diagnostic doit permettre de déterminer l'origine exacte des désordres, d'estimer l'étendue du phénomène et éventuellement d'obtenir des informations sur l'évolution à terme de la réaction délétère. La difficulté du diagnostic réside dans la complexité de la RSI et dans la confusion qui peut exister avec des désordres similaires dus à l'alcali-réaction.

La démarche doit reposer sur une approche globale, c'est-à-dire qu'elle doit prendre en compte à la fois les aspects microscopiques propres au matériau et les aspects macroscopiques liés à la structure (environnement, sollicitations mécaniques,...) [55].

2.4.1 Prélèvement de carottes *in situ*

Les analyses en laboratoire sur des carottes prélevées sur ouvrage constituent les bases indispensables du diagnostic. Cette étude est alors effectuée 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.

Il est important de noter que les prélèvements doivent être suffisamment profonds pour être représentatifs des températures maximales atteintes dans la pièce en béton.

En effet, il peut exister un fort gradient de températures à partir de la surface vers le cœur. Le matériau peut apparaître sain dans les premiers centimètres en raison d'une plus faible élévation de température alors que des produits délétères peuvent être présents à cœur.

2.4.2 Examens au microscope électronique à balayage

La microscopie électronique à balayage est actuellement la seule technique permettant d'identifier des produits résultant de la RSI. Cette technique permet de distinguer une ettringite normale résultant de l'hydratation du ciment, d'une ettringite délétère ayant des propriétés expansives.

En effet, la présence d'ettringite n'est pas suffisante pour déclarer un béton affecté par une réaction sulfatique.

2.4.3 Bilan minéralogique du béton

En complément aux examens microscopiques, il est nécessaire de recourir à l'analyse minéralogique complète qui permet de reconstituer le béton 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.

2.4.4 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 parfois souhaitable de procéder à une étude thermique afin d'évaluer par le calcul la température maximale qui a pu être atteinte lors de la construction. La connaissance de ce paramètre constitue un élément important pour compléter 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, du ciment utilisé et de la géométrie de la pièce [56]. Dans certains cas, il est préférable de réaliser une étude plus fine en utilisant un code de calcul aux éléments finis qui prend en compte la chaleur dégagée par le béton lors d'un essai spécifique [55].

2.4.5 Essai d'expansion résiduelle

C'est un essai qui permet d'évaluer si le gonflement du béton de l'ouvrage 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 réaction sulfatique. Cette méthode consiste à évaluer le gonflement ultérieur potentiel du 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 [68].

2.5 Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages

■ La surveillance et l'évaluation initiale d'un ouvrage suspecté de RSI nécessite de rassembler et d'étudier toutes les informations disponibles sur la construction, de caractériser l'état de fissuration et d'endommagement de l'ouvrage, et d'implanter une instrumentation simplifiée de mesure de l'évolution des déformations de certaines parties de l'ouvrage (bases de distancemétrie). Cette surveillance est dite « renforcée » au sens du fascicule 03 de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art [61].

■ L'étude du dossier d'ouvrage, lorsqu'il existe, permet de recueillir et d'analyser toutes les informations utiles pouvant être en relation avec la réaction pathologique suspectée (environnement, nature des sols, historique de la construction, méthode de fabrication, analyses déjà effectuées, composition des bétons, nature et origine des composants,...). La saison de construction, l'existence d'un traitement thermique et l'estimation grossière de la température que le béton a pu atteindre lors de la construction, ainsi que la nature et le dosage en ciment sont des éléments importants du dossier.

■ La démarche de surveillance et d'évaluation vise à quantifier et à suivre dans le temps l'état de fissuration de l'ouvrage et à repérer la présence de fissures isolées importantes autres que celles dues au retrait. Les moyens de mesure de cette fissuration doivent être précis, fiables, et reproductibles dans le temps.

- La méthode LPC n° 47 « Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton » répond à l'objectif de quantification de la fissuration lorsqu'elle est non orientée [62]. Cette méthode consiste à relever, à l'aide d'un fissuromètre, et de façon exhaustive, toutes les fissures interceptant un repère

constitué de quatre axes tracés dans une zone d'un mètre carré sur la partie de parement à étudier (figure 10).

L'indice de fissuration d'une zone déterminée est la somme des ouvertures des fissures interceptées par les quatre axes, rapportée à l'unité de longueur (ouverture/m). Dans le cas d'une fissuration orientée, la valeur de l'indice de fissuration à considérer n'est pas la moyenne des valeurs obtenues sur les différents axes du repère mais la valeur maximale obtenue sur l'axe perpendiculaire aux fissures.

La méthode d'essai LPC n° 47 fournit également un tableau pour analyser la gravité de la fissuration.

- La démarche de surveillance et d'évaluation vise également à évaluer les déformations globales de la structure dans le temps, en l'équipant avec des bases de mesure dimensionnelles. Les informations recueillies doivent permettre de connaître précisément l'évolution ultérieure de l'ouvrage sous l'effet de la pathologie qui le touche et serviront aussi, le cas échéant, à paramétrer les modèles de recalcul de la structure ou encore à évaluer l'influence d'un éventuel traitement ultérieur.

Bien que plus difficile à réaliser, le suivi des déformations (figure 11) présente un intérêt supérieur au suivi de la fissuration car il intègre le gonflement du béton entre les fissures.



Figure 10 – Relevé de fissuration en cours sur un piédroit

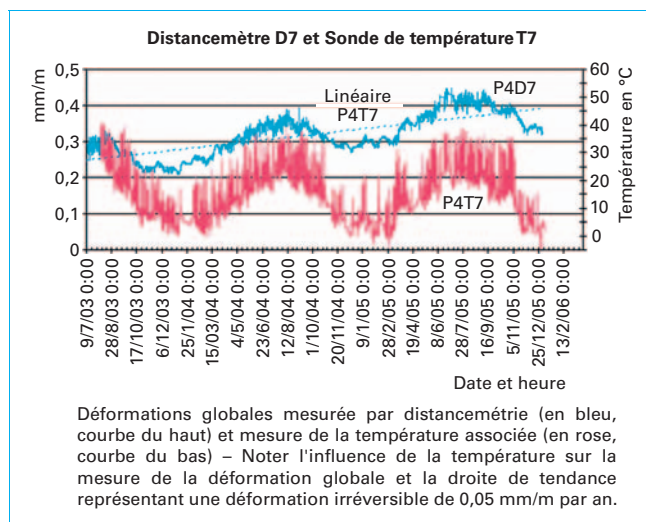


Figure 11 – Exemple de résultats de suivi de déformations globales par distancemétrie – Noter l'influence de la température et la déformation irréversible

Les moyens de suivi de déformation couramment utilisés sont, pour les grandes bases, la distancemétrie par fil invar, la distancemétrie infrarouge et la distancemétrie laser et, pour les petites bases, le pied à coulisse à grande capacité (500 à 1 500 mm), ou l'extensomètre LCPC de 400 mm [63]. D'autres moyens sont envisageables, sous réserve que la précision obtenue soit au minimum de 0,05 mm/m.

Dans tous les cas, **il est conseillé** de suivre les déformations d'ensemble avec des bases de longueur proche des dimensions de la pièce et ce, dans les trois directions. Il est également conseillé de mettre en place une référence de mesure dans une zone apparemment saine et d'implanter des sondes de température dans la structure pour pouvoir effectuer les corrections thermiques nécessaires.

2.6 Gestion des ouvrages

Le guide d'aide à la gestion des ouvrages d'art édité par le LCPC [63] fournit une bonne base pour appréhender la gestion des ouvrages atteints de réaction sulfatique interne. Les actions de gestion peuvent varier en fonction de l'état d'endommagement de l'ouvrage et de la vitesse d'évolution de ses dégradations. Trois cas peuvent ainsi être considérés.

■ **Dans le premier cas**, celui d'ouvrages peu endommagés et évoluant peu, ceux-ci sont soumis aux règles de gestion communes à l'ensemble du patrimoine, et il est recommandé de vérifier, tous les 3 ans, son aspect visuel dans le cadre de la surveillance organisée.

■ **Dans le second cas**, celui d'ouvrages endommagés mais évoluant peu, il convient tout d'abord de s'assurer que l'état d'endommagement atteint n'affecte pas la capacité portante de la structure ou ne porte pas atteinte à la sécurité des usagers (exemple d'éléments de corniche ou de morceaux de béton susceptibles de se détacher de l'ouvrage).

Pour ces ouvrages, même si l'on ne craint pas un problème de durabilité directement lié à la réaction de gonflement, il peut y avoir lieu, toutefois, de colmater les fissures ou, mieux, de mettre en place une protection sur l'ouvrage afin de limiter la pénétration des agents agressifs dans le béton et de limiter ainsi les risques de corrosion des armatures. Les produits de réparation et de protection employés doivent être suffisamment souples pour s'accommoder de l'évolution des fissures du support ([64], [65]). Au niveau de la surveillance, il est recommandé de vérifier, tous les 3 ans, que l'évolution du gonflement de l'ouvrage reste faible.

■ **Dans le troisième et dernier cas**, celui d'ouvrages très endommagés et/ou évoluant rapidement, il est nécessaire de vérifier la capacité portante de la structure et sa sécurité vis-à-vis des différents états limites (service, ultime, fatigue, stabilité de forme). Pour cela, plusieurs approches peuvent être mises en œuvre :

- des **investigations sur site**, avec par exemple la réalisation d'un essai de chargement permettant, sous charge contrôlée, de vérifier le comportement de l'ouvrage et, notamment, de le comparer à son comportement lors des essais de réception réalisés à sa mise en service ;
- un **recalcul de l'ouvrage**, visant à vérifier sa capacité portante et le non dépassement d'états-limites notamment dans les armatures.

Ces ouvrages font l'objet d'une surveillance renforcée, avec par exemple une plus grande fréquence des visites (entre 3 mois et 1 an), ou une surveillance météorologique.

2.7 Problématique du traitement

Il n'existe actuellement aucune méthode permettant d'arrêter une réaction sulfatique interne. Il n'existe donc pas aujourd'hui de méthode de réparation pouvant être jugée comme suffisamment fiable et durable pour être considérée comme une solution de réparation définitive de l'ouvrage.



Figure 12 – Démolition et remplacement d'un chevêtre d'une pile du pont de Fozzières sur l'autoroute A 75, après étaie provisoire du tablier

Toutefois, certaines techniques permettent de ralentir l'évolution du phénomène ou d'en limiter les effets :

- la mise en place d'une protection générale ;
- la mise en œuvre d'une précontrainte ou d'une cage d'enserrement en armatures passives pour essayer de confiner le gonflement d'une pièce ;
- dans certains cas de structures non armées (exemple de barrages), la réalisation de saignées permettant de libérer les efforts de compression emmagasinés dans la structure sous l'effet du gonflement.

Mais, le traitement de base, qui peut être appliqué à tout ouvrage atteint de réaction sulfatique interne afin d'essayer de ralentir sa dégradation, consiste à limiter les arrivées d'eau, par exemple par une réfection du dispositif d'évacuation des eaux (cas des écoulements d'eau localisés sur un chevêtre), ou du dispositif d'étanchéité. Mais, il est aussi évident que ce traitement est inefficace dans le cas des structures soumises à des remontées capillaires ou des structures immergées.

Enfin, dans les quelques rares cas où tous les résultats de mesures *in situ*, d'essais d'expansion et de calcul, confortés par une évolution rapide des désordres visibles *in situ*, mettent en évidence un risque fort à court terme pour la sécurité, une démolition de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage concernée est à programmer (figure 12).

3. Prévention des désordres

3.1 Principes

La prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne fait l'objet d'un guide technique du LCPC [56]. La démarche de prévention suivie dans ce guide consiste à identifier les parties d'ouvrages susceptibles de développer des désordres dus à la réaction sulfatique interne. Ce sont essentiellement les parties d'ouvrage définies comme étant des pièces critiques (c'est-à-dire des pièces en béton pour lesquelles la chaleur dégagée n'est que très partiellement évacuée vers l'extérieur et conduit à une élévation importante de la température du béton) et les produits préfabriqués en béton ayant subi un traitement thermique.

On effectue ensuite un croisement entre, d'une part, la catégorie dans laquelle se trouve l'ouvrage (ou la partie d'ouvrage) définie en fonction du niveau de risque d'apparition de désordres que l'on est

prêt à accepter et, d'autre part, les actions environnementales auxquelles est soumis l'ouvrage (ou la partie d'ouvrage) pendant la vie de la structure. Ce croisement permet de définir un niveau de prévention qui détermine alors les précautions à appliquer.

Ces précautions reposent de façon importante sur la limitation de la température maximale atteinte au cœur des parties d'ouvrages lors du durcissement du béton et sur le choix d'une formulation adéquate du béton.

3.2 Choix du niveau de prévention

Avant de définir le niveau de prévention, il convient tout d'abord d'introduire les notions de catégorie d'ouvrage et de classe d'exposition.

3.2.1 Catégorie de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage

Les ouvrages (ou parties d'ouvrage) sont classés en 3 catégories représentatives du niveau de risque vis-à-vis de la réaction sulfatique interne que l'on est prêt à accepter pour un ouvrage (ou une partie d'ouvrage) donné. Le choix de la catégorie d'ouvrage est fonction de la nature de l'ouvrage, de sa destination, des conséquences des désordres sur la sécurité souhaitée, et de son entretien ultérieur.

■ La **catégorie I** concerne les ouvrages (ou parties d'ouvrage) pour lesquels les conséquences d'une apparition de désordres sont faibles ou acceptables. La plupart des produits préfabriqués en béton entrent dans cette catégorie à l'exception des éléments préfabriqués structurels et des produits destinés à être utilisés dans des ambiances agressives (écrans acoustiques, corniches d'ouvrages d'art, certaines canalisations d'assainissement,...).

■ La **catégorie II** rassemble les ouvrages (ou parties d'ouvrage) pour lesquels les conséquences d'une apparition de désordres sont peu tolérables. Les éléments porteurs de la majeure partie des bâtiments et les ouvrages de génie civil (dont les ponts courants) entrent dans cette catégorie, ainsi que les éléments préfabriqués structurels.

■ La **catégorie III** correspond à des ouvrages (ou parties d'ouvrage) pour lesquels les conséquences d'une apparition de désordres sont inacceptables ou quasi inacceptables. Ce sont généralement des ouvrages à caractère exceptionnel dont l'absence totale de désordres peut être nécessitée par des raisons de sécurité, d'esthétique ou d'impossibilité de réparation ou de remplacement.

3.2.2 Classes d'exposition vis-à-vis de la RSI

La norme NF EN-206-1 qui définit de nombreuses classes d'exposition relatives aux différentes agressions possibles du béton, ne définit pas de classe d'exposition adaptée à la réaction sulfatique interne. C'est pourquoi les recommandations du LCPC [56] introduisent trois classes complémentaires par rapport à cette norme : XH1, XH2 et XH3. Celles-ci tiennent compte du fait que l'eau ou une hygrométrie ambiante élevée sont des facteurs nécessaires au développement de la réaction sulfatique interne.

L'apport d'alcalins et de sulfates par le milieu environnant est également source d'aggravation de désordres, mais l'on considère qu'ils font partie d'un processus de dégradation par la surface et qu'ils relèvent de dispositions préventives qui sont traitées par ailleurs (par exemple, dans la norme NF EN 206-1).

Ces trois classes d'exposition XH1, XH2 et XH3 sont définies selon les indications du tableau 2 qui présente également, à titre informatif, des exemples de parties d'ouvrage classées dans les milieux ambiants appropriés.

3.2.3 Niveaux de prévention

La détermination du niveau de prévention se fait en fonction, d'une part, de la catégorie de l'ouvrage et, d'autre part, de la classe

Tableau 2 – Classes d'exposition de la partie d'ouvrage vis-à-vis de la RSI (d'après [56])

Désignation de la classe d'exposition	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
XH1	Sec ou humidité modérée	<ul style="list-style-type: none"> Partie d'ouvrage en béton située à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible ou moyen Partie d'ouvrage en béton située à l'extérieur et abritée de la pluie
XH2	Alternance d'humidité et de séchage, humidité élevée	<ul style="list-style-type: none"> Partie d'ouvrage en béton située à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est élevé Partie d'ouvrage en béton non protégée par un revêtement et soumise aux intempéries, sans stagnation d'eau à la surface Partie d'ouvrage en béton non protégée par un revêtement et soumise à des condensations fréquentes
XH3	En contact durable avec l'eau : immersion permanente, stagnation d'eau à la surface, zone de marnage	<ul style="list-style-type: none"> Partie d'ouvrage en béton submergée en permanence dans l'eau Éléments de structures marines Un grand nombre de fondations Partie d'ouvrage en béton régulièrement exposée à des projections d'eau

Tableau 3 – Choix du niveau de prévention

Catégories d'ouvrage	Classes d'exposition de la partie d'ouvrage		
	XH1	XH2	XH3
I	As	As	As
II	As	Bs	Cs
III	As	Cs	Ds

d'exposition XH à laquelle est soumise la partie d'ouvrage considérée. Elle peut aussi se faire en considérant l'ouvrage dans son entier, mais il est recommandé d'examiner chaque partie d'ouvrage pour déterminer le niveau de prévention adapté.

Le choix des niveaux de prévention, désignés par les lettres As, Bs, Cs et Ds, est de la responsabilité du maître d'ouvrage qui peut s'aider pour cela du tableau 3.

À titre d'**exemple** d'application, dans le cas d'un pont classé en catégorie II, les pieux et les semelles de fondation peuvent relever d'un niveau de prévention Cs, alors que les piles et le tablier pourront relever d'un niveau de prévention Bs.

Quant aux chevêtres sur pile et les sommiers sur culée, le choix du niveau de prévention se fera en fonction des dispositions prises pour assurer l'évacuation des eaux sur ces parties d'ouvrage : le niveau de prévention sera Bs ou Cs, selon les risques de stagnation d'eau.

3.3 Précaution à adopter selon le niveau de prévention

À chacun des quatre niveaux de prévention As, Bs, Cs et Ds correspond un type de précaution à appliquer. Le principe de prévention repose essentiellement sur la limitation de l'échauffement du béton caractérisé par la température maximale T_{\max} susceptible d'être atteinte au sein de l'ouvrage et, le cas échéant, par la durée de maintien d'une température élevée.

Dans le cas d'un dépassement de la température maximale conseillée en fonction du niveau de prévention, plusieurs solutions de remplacement sont parfois proposées.

Les précautions correspondant aux quatre niveaux de prévention sont les suivantes :

- **niveau As** : $T_{\max} < 85^{\circ}\text{C}$. Dans le cas d'un traitement thermique en usine de préfabrication, un dépassement de la température $T_{\max} = 85^{\circ}\text{C}$ est autorisée jusqu'à 90°C , à condition que la durée pendant laquelle la température dépasse 85°C soit limitée à 4 heures ;

- **niveau Bs** : $T_{\max} < 75^{\circ}\text{C}$. Si la température maximale atteinte dans le béton ne peut rester inférieure à 75°C , alors elle doit rester inférieure à 85°C et au moins une des six conditions données dans le tableau 4 doit être respectée ;

- **niveau Cs** : $T_{\max} < 70^{\circ}\text{C}$. Si la température maximale atteinte dans le béton ne peut rester inférieure à 70°C , alors elle doit rester inférieure à 80°C et au moins une des six conditions données dans le tableau 4 doit être respectée ;

- **niveau Ds**. Pour ce niveau de prévention, le risque vis-à-vis de la RSI doit être pris en compte par une des deux précautions suivantes, la première précaution étant recommandée comme prioritaire :

- Précaution 1 : $T_{\max} < 65^{\circ}\text{C}$,
- Précaution 2 : si T_{\max} ne peut rester inférieure à 65°C , alors elle doit rester inférieure à 75°C en respectant les 2 conditions suivantes :
 - utilisation d'un ciment conforme à la norme NF P 15-319 (ES) avec dans le cas des CEM I et CEM II/A, une limitation à 3 kg/m^3 de la teneur en alcalins équivalents actifs du béton (voir **nota** du tableau 4).
 - validation de la formulation du béton par un laboratoire indépendant expert en RSI.

3.4 Dispositions constructives

Les principales dispositions constructives recommandées pour éviter le déclenchement d'une réaction sulfatique interne visent à éviter les contacts prolongés avec l'eau pendant la durée d'utilisation de la structure, à limiter la température maximale atteinte au sein du béton dans les pièces critiques, et à maîtriser les traitements thermiques des éléments préfabriqués.

3.4.1 Éviter les contacts prolongés avec l'eau

Pour éviter les contacts des pièces critiques avec l'eau, l'ouvrage doit être conçu de manière à éviter de créer des zones d'accumulation et de stagnation d'eau ainsi que des cheminements préférentiels dus aux ruissellements, ce qui nécessite de prévoir des profils et des formes de pente permettant une évacuation rapide des eaux.

C'est notamment le cas avec les tabliers de ponts où il est exigé de mettre en œuvre une chape d'étanchéité (conformément au fascicule 67 du CCTG, titre I, complété par les avis techniques du SETRA sur les systèmes d'étanchéité) et de prévoir des dispositifs d'évacuation des eaux qui soient efficaces et entretenus régulièrement.

L'application d'un revêtement de protection du béton permet également d'éviter la réaction en minimisant la pénétration de l'eau dans la structure ; les revêtements de protection les plus efficaces sont ceux ayant une épaisseur importante (quelques

Tableau 4 – Présentation des six conditions utilisables en cas de dépassement de la température seuil

Conditions	À respecter
1	– Durée de maintien de la température du béton au-delà de $75^{\circ}\text{C} < 4$ heures – Alcalins équivalents actifs du béton $< 3\text{ kg/m}^3$
2 (Nota)	– Utilisation d'un ciment conforme à la norme NF P 15-319 (ES). Dans le cas de CEM I et CEM II/A : alcalins équivalents actifs du béton $< 3\text{ kg/m}^3$
3	– Utilisation de ciments non conformes à la norme NF P 15-319 de type CEM II/B-V ou CEM II/B-S ou CEM II/B-Q ou CEM II/B (S-V) ou CEM III/A ou CEM V – Avec SO_3 du ciment $< 3\%$ et C_3A du clinker $< 8\%$
4	– Utilisation, en combinaison avec du CEM I, de cendres volantes, de laitiers de haut fourneau ou de pouzzolanes naturelles calcinées – Proportion des additions $> 20\%$ – Avec SO_3 du CEM I $< 3\%$ et C_3A du CEM I $< 8\%$
5	– Vérification de la durabilité du béton vis-à-vis de la RSI à l'aide de l'essai de performance et par la satisfaction aux critères décisionnels
6	– Pour les éléments préfabriqués, le couple béton/échauffement envisagé est identique ou analogue à un couple béton/échauffement disposant de 5 références d'emploi

Nota : des travaux très récents menés au LCPC conduisent à amender cette condition en excluant les ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES) de type CEM I, CEM II/A-L et CEM II/A-LL pour les bétons de pièces critiques coulés en place.

millimètres – [65]) et suffisamment étanches à l'eau et à la vapeur d'eau. C'est une solution qui peut être employée pour accompagner une solution de prévention plus fiable, mais pas pour assurer de façon définitive la prévention d'une RSI, car elle nécessite une réfection régulière du revêtement.

Par ailleurs, il est quasiment impossible d'étancher des appuis fondés dans l'eau, comme des piles en rivière, dans la mesure où l'on ne peut s'opposer aux remontées capillaires. Dans ce type de cas, il convient d'adopter des dispositions visant à réduire les élévations trop importantes de température.

3.4.2 Limiter les élévations de température

Le choix d'un ciment le moins exothermique possible, la substitution d'une partie du ciment par des additions minérales (laitiers, cendres volantes, pouzzolanes,...) ou la diminution du dosage en ciment sont des solutions qui permettent de réduire l'échauffement du béton et donc les températures atteintes au sein des pièces critiques.

Les recommandations du LCPC [56] indique à titre d'**exemple**, que le remplacement dans la formulation du béton d'un ciment CEM I 52,5 N par un CEM III 42,5 N (sur une pièce ayant une épaisseur apparente de 1 m) se traduit par une diminution de la température maximale de 15°C environ.



Figure 13 – Système de refroidissement utilisé lors de la construction d'une poutre d'ancrage massive lors du remplacement de la suspension du pont d'Aquitaine (Crédit photo : Vinci Construction)

Cette solution doit cependant être en accord avec les autres exigences liées à la construction comme la résistance au jeune âge du béton, l'ouvrabilité, la durabilité,... et, dans certains cas particuliers, comme la résistance simultanée d'un béton au gel-dégel et à la RSI, il apparaît parfois difficile de concilier l'ensemble des exigences ; c'est pourquoi des moyens autres que ceux agissant sur la formulation des bétons doivent aussi être considérés pour limiter les élévations de température.

Parmi ces moyens, certains ont trait au refroidissement des composants du béton : l'utilisation d'eau de gâchage froide ou réfrigérée, le refroidissement des granulats (pulvérisation d'eau sur les gravillons), la protection des stocks de granulats vis-à-vis de l'ensoleillement ou la substitution d'une partie de l'eau de gâchage par de la glace.

Si les deux premières méthodes sont relativement simples à mettre en œuvre, l'utilisation de glace est plus délicate : elle nécessite des installations lourdes et le temps de malaxage doit être prolongé pour garantir une fonte complète de la glace. La technique d'injection d'azote liquide dans le malaxeur à béton ou dans la toupie est également intéressante, mais elle est très peu utilisée car très onéreuse et techniquement compliquée.

D'autres moyens sont relatifs à la conception et à la mise en œuvre. Il est ainsi possible d'éviter de couler des pièces critiques lors de fortes chaleurs ou de choisir une période nocturne pour minimiser la température du béton frais. Il est parfois aussi possible de modifier la conception de pièces massives pour les transformer en éléments creux qui s'échauffent ainsi beaucoup moins. Pour les pièces de grande dimension, il est possible de prévoir un fractionnement du bétonnage en plusieurs phases de façon à favoriser les échanges thermiques. Ce fractionnement n'est efficace que si un délai conséquent (au minimum une semaine) est respecté entre les coulages successifs.

Enfin, il est également possible de faire appel à une technique de refroidissement utilisée dans la construction des barrages. Il s'agit de refroidir le béton après sa mise en œuvre en incorporant des serpents dans le béton et en y faisant circuler de l'eau fraîche qui évacue les calories dégagées par le béton (figure 13). Cette méthode doit cependant faire l'objet d'un dimensionnement du système de refroidissement afin d'éviter l'apparition de gradients thermiques à l'intérieur de la masse de béton, notamment au voisinage des tubes, ces gradients pouvant générer de la fissuration interne.

3.4.3 Maîtriser les traitements thermiques des pièces préfabriquées

Le traitement thermique des éléments préfabriqués est réalisé au moyen d'un apport extérieur de chaleur afin de réduire la durée

d'immobilisation des moyens de production, augmenter le nombre de fabrications journalières, et procurer au béton des résistances mécaniques suffisantes pour opérer le démoulage, la manutention, le relâchement des armatures de précontrainte ou encore les traitements d'aspect.

Les modalités et les moyens de traitement thermique doivent être déterminés en prenant en compte la géométrie et les dimensions des éléments, la composition du béton et sa plasticité, ainsi que les conditions d'ambiance thermo-hygrométriques de la production et du stockage, de façon à éviter tout choc thermique et l'apparition de fissures ou de défauts de surface nuisibles à la durabilité du béton ou à l'aspect des éléments.

Un cycle de traitement thermique comporte généralement quatre phases :

- prétraitement ;
- montée en température ;
- maintien à la température du palier ;
- refroidissement.

La phase de montée en température doit être contrôlée de façon à ce que la vitesse de croissance de la température reste inférieure à une vitesse maximale qui est fonction du « rayon maximal d'étuve » Re_{max} (défini comme la distance la plus courte entre les points situés sur l'axe de symétrie de la pièce et le parement [56]). La durée du palier de maintien en température dépend de cette dernière (cette durée est généralement comprise entre 1 et 3 heures pour 85 °C, et entre 4 et 12 heures pour 65 °C.)

Sur le plan normatif, la norme NF EN 13369 précise la température maximale du béton en fonction de l'environnement dans lequel sera exposé l'élément préfabriqué.

3.5 Essai de performance

Un essai de performance sur éprouvette de béton a été développé au LCPC ([57], [58], [59]). Il consiste à caractériser le risque de gonflement d'un béton vis-à-vis de la RSI. Ce béton est défini, à la fois, par sa formulation et par l'échauffement auquel il est exposé au jeune âge. L'essai comporte quatre étapes distinctes :

- la fabrication du béton ;
- le traitement thermique simulant l'échauffement du béton ;
- les cycles de séchage et d'humidification ;
- l'immersion définitive dans de l'eau à une température de 20 °C et le suivi des déformations longitudinales.

La durée minimale de cet essai est de 12 mois d'immersion, et elle peut être prolongée à 15 mois lorsqu'une expansion significative est mesurée.

Le couple « formule de béton et échauffement » est considéré comme apte à l'emploi si l'un des deux critères suivants (critère 1 ou critère 2) portant sur le seuil de gonflement et sur la pente de la courbe de gonflement est respecté :

- **critère 1 :**
 - la déformation longitudinale moyenne de trois éprouvettes est inférieure à 0,04 % et aucune valeur individuelle ne dépasse 0,06 % à l'échéance de 12 mois,
 - la variation mensuelle de la déformation longitudinale moyenne des trois éprouvettes, mesurée à partir du 3^e mois, est inférieure à 0,004 % ;
- **critère 2 :**
 - la déformation longitudinale individuelle des trois éprouvettes est comprise entre 0,04 % et 0,07 % à l'échéance de 12 mois. Dans ce cas, il est nécessaire de prolonger l'essai jusqu'au 15^{ème} mois,
 - la variation mensuelle de la déformation longitudinale moyenne des trois éprouvettes, mesurée à partir du 12^e mois est inférieure à 0,004 %, et la variation entre le 12^{ème} mois et le 15^{ème} mois est inférieure à 0,006 %.

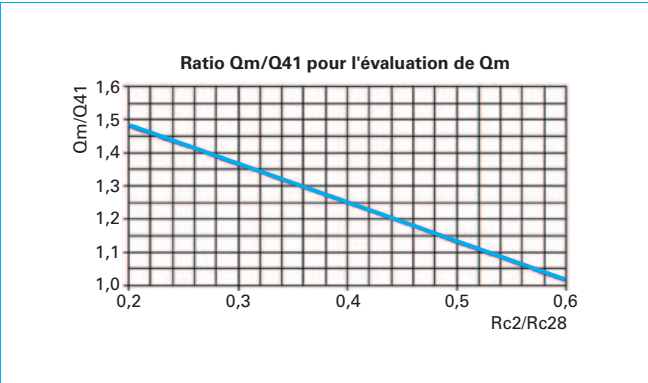


Figure 14 – Abaque pour l’estimation de la chaleur maximale dégagée à long terme par le ciment (d’après [56])

3.6 Estimation des températures atteintes dans les structures

Afin de pouvoir appliquer la politique de prévention précédemment définie, il est nécessaire de pouvoir estimer la température maximale susceptible d’être atteinte par le béton au cœur des structures.

L’annexe 4 des recommandations du LCPC [56] fournit une méthode pour estimer la température maximale au cœur d’une pièce en béton pour laquelle on ne connaît que l’épaisseur (dans sa plus petite dimension) et les quelques données de base suivantes sur la composition du béton :

- dosage en ciment du béton C ;
- dosage en addition minérale A ;
- masse volumique du béton Mv ;
- dosage en eau efficace Eeff du béton ;
- résistance en compression à 2 jours du ciment Rc2, selon NF EN 196-1 ;
- résistance en compression à 28 jours du ciment Rc28, selon NF EN 196-1 ;
- chaleur d’hydratation à 41 h du ciment Q41 (en kJ/kg), selon NF EN 196-9.

■ Cette méthode se décompose en cinq étapes.

- La première étape consiste à estimer la chaleur maximale dégagée à long terme par le ciment Qm (en kJ/kg) par la formule :

Qm = Q41 × ratio_Qm/Q41

où la valeur du ratio_« Qm/Q41 » est donnée par l’abaque de la figure 14 sur la base du rapport $\frac{Rc2}{Rc28}$.

- La seconde étape consiste à prendre en compte les additions qui participent au dégagement de chaleur du béton. On introduit alors un liant équivalent chaleur noté « LEch » (en kg/m³) par la formule :

LEch = C + K’A

- avec A dosage en addition,
- K’ coefficient de pondération des additions donné par l’abaque de la figure 15.

- La troisième étape consiste à prendre en compte le rapport Eeff/LEch qui conditionne le taux d’hydratation maximal à long terme du liant. Plus ce rapport est élevé, plus l’hydratation est complète, et plus importante est la chaleur dégagée. Ceci est pris en compte au travers d’un terme correctif α (°C) donné par l’abaque de la figure 16.

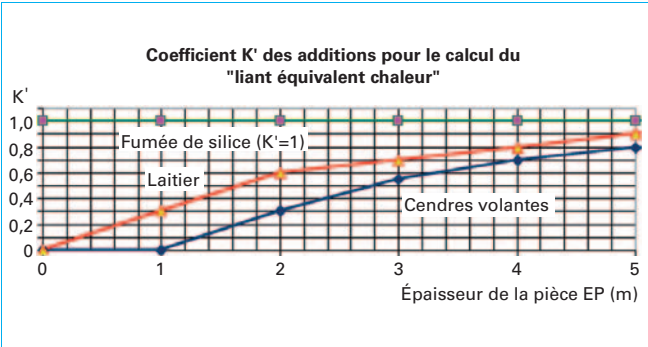


Figure 15 – Abaque pour l’estimation du coefficient de pondération des additions (d’après [56])

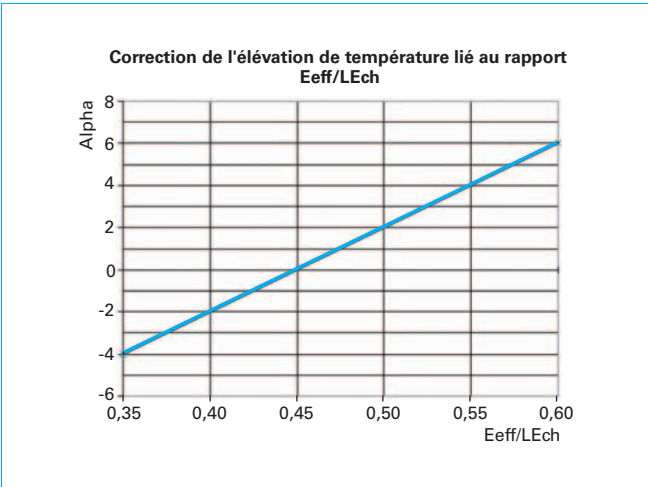


Figure 16 – Abaque pour l’estimation du terme correctif α lié au rapport Eeff/LEch (d’après [56])

- Lors de la quatrième étape, on évalue l’élévation de température en conditions adiabatiques (isolation parfaite) ΔTadia (en °C) à partir de la formule :

ΔTadia = (Qm × LEch) / (Cth × Mv) + α

avec Cth capacité thermique du béton prise égale à 1 kJ/(kg .°C)

- À la cinquième et dernière étape, on estime les déperditions thermiques qui dépendent en particulier de la nervosité du ciment et de l’épaisseur de la pièce (la vitesse de production de chaleur est en compétition avec la vitesse de dissipation) à l’aide d’un coefficient de réduction R (compris entre 0 et 1) évalué à l’aide de l’abaque de la figure 17. L’élévation de température ΔT (en °C) est alors déduite de la formule :

ΔT = R × ΔTadia

C’est cette élévation de température qu’il convient d’ajouter à la température du béton frais au moment du bétonnage pour obtenir la température maximale atteinte par le béton dans la structure.

- Enfin, si l’on souhaite obtenir une estimation plus précise de la température maximale atteinte au sein du béton, il convient d’avoir recours à un code de calcul aux éléments finis et à prendre en compte la chaleur dégagée par le béton à partir de mesures de chaleur dégagée en fonction du temps (essai calorimétrique). Cette

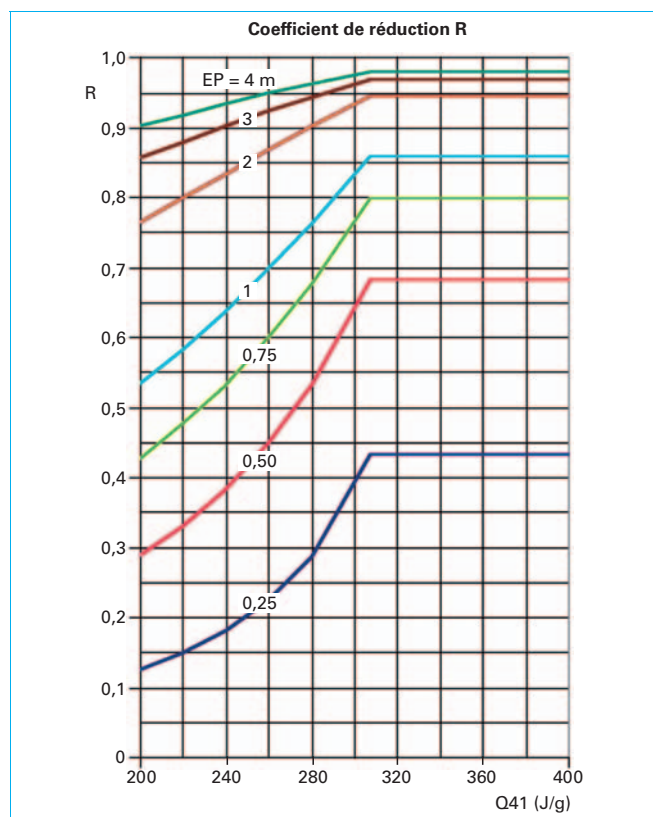


Figure 17 – Abaque pour l'estimation du coefficient de réduction R lié aux déperditions thermiques (d'après [56])

chaleur peut être déduite des mesures de chaleur effectuées sur mortier normalisé (essai « ciment »), être mesurée sur MBE (mortier de béton équivalent) ou directement sur béton.

4. Conclusion

La réaction sulfatique interne par formation différée d'ettringite a été découverte il y a une vingtaine d'années dans des éléments préfabriqués étuvés, et c'est seulement depuis une dizaine d'années que l'on sait qu'elle peut affecter des structures coulées en place dont le béton a atteint des températures élevées. Cette découverte assez récente explique le peu d'études et de recherches qui lui ont été consacrées jusqu'à présent.

Que ce soit au niveau de la compréhension des phénomènes, de l'étude des mécanismes de gonflement, de la modélisation du comportement du matériau et des structures, et du traitement des ouvrages, des recherches fondamentales et appliquées sont encore nécessaires pour améliorer nos connaissances dans ces domaines.

■ **En matière de pathologie**, il convient de noter que la situation est plutôt rassurante en termes de sécurité dans la mesure où l'évolution dans le temps des ouvrages atteints de réaction sulfatique interne est suffisamment progressive pour laisser le temps aux gestionnaires de ces ouvrages de prendre les décisions adaptées. Par contre, en terme de gestion, ces structures malades posent des problèmes difficiles, car il n'existe pas de solution éprouvée et pérenne pour réparer ces ouvrages qui ne manqueront pas de poser des problèmes de durabilité.

■ **En matière de prévention**, il convient de noter le travail important mené par le LCPC avec l'aide de l'industrie cimentière et de la profession du génie civil pour mettre au point des recommandations destinées à éviter l'apparition de nouveaux désordres, et ceci malgré le niveau relativement faible de connaissances sur le sujet. Des efforts ont également été déployés pour mettre au point un essai accéléré d'expansion d'un béton atteint de RSI, avec l'objectif d'aller vers une démarche performantielle.

Rendez-vous est donné dans une dizaine d'années pour évaluer si cette politique de prévention a bien atteint ses objectifs.