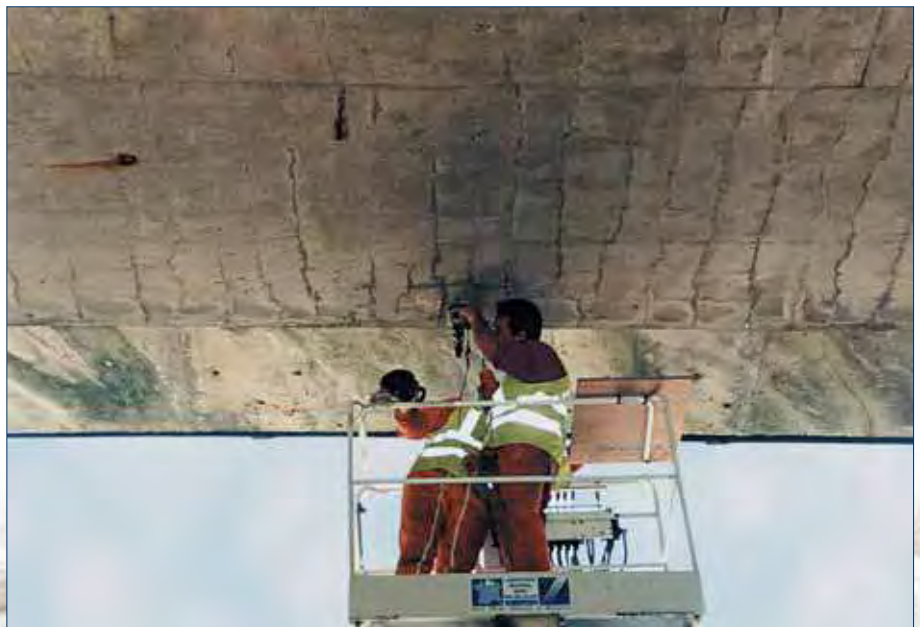


techniques et méthodes
des laboratoires des ponts et chaussées



Guide technique

**Aide à la gestion des ouvrages
atteints de réactions
de gonflement interne**

Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »


De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».


La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »


Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.



 Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

 Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

 Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne

Guide méthodologique

Novembre 2003



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

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

L. Divet	LCPC
P. Fasseu, animateur	CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille
B. Godart	LCPC
T. Kretz	LCPC
A. Laplaud	LCPC
A. Le Méhauté	CETE Normandie / LRPC de Saint-Brieuc
G. Le Mestre	CETE Méditerranée / LRPC d'Aix-en-Provence
K. Li	LCPC
B. Mahut, animateur	LCPC
M. Michel	CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille
F. Renaudin	CETE de l'Est / LRPC de Strasbourg
P. Reynaud	CETE Méditerranée
J.-F. Seignol	LCPC
F. Toutlemonde	LCPC

avec la collaboration de :

L. Labourie	CETE Nord-Picardie
M. Laude	CETE de l'Ouest

Ce document est disponible au :

**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
IST-Diffusion des Éditions**

58, boulevard Lefebvre
F-75732 Paris Cedex 15
Téléphone : 01 40 43 50 20
Télécopie : 01 40 43 54 95
Internet : <http://www.lcpc.fr>

Prix : 23 € HT

En couverture :

PI 321 – Autoroute A2 – Viaduc de Trith –
Tablier en béton armé – Distançemètre sur base transversale EPB5.

Ce document est propriété du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général (ou de ses représentants autorisés).

© 2003 – LCPC
ISSN 1151-1516
ISBN 2-7208-3121-2

Sommaire

Préambule	5
Chapitre 1 — Introduction	7
1.1 Généralités	7
1.2 Enjeux	8
1.3 Principe de la démarche	8
Chapitre 2 — Méthodologie de suivi	11
Étape 1 – Hiérarchisation des priorités	11
Étape 2 – Évaluation initiale	12
Recueil d’informations.....	15
Caractérisation de la fissuration	15
Instrumentation de suivi de déformation	17
Suivi de la température et de l’hygrométrie.....	18
Programmation des mesures	18
Étape 3 – Suivi.....	20
Chapitre 3 — Étude approfondie : diagnostic et pronostic	21
Étape 4 – Recherche des causes de désordre.....	21
Prélèvements d’échantillons	21
Précisions sur la dimension et la localisation des carottes	22
Méthodes de diagnostic.....	23
Étape 5 – Pronostic d’évolution	25
Chapitre 4 — Suites — préconisations	27
4.1 Cas des ouvrages peu endommagés et évoluant peu.....	27
4.2 Cas des ouvrages endommagés mais évoluant peu	27
4.3 Cas des ouvrages très endommagés et/ou évoluant rapidement.....	28
Annexe 1 — Logigramme décisionnel	31
Annexe 2 — Modèle de fiche de suivi d’ouvrage, avec fiche remplie, à titre d’exemple	33
Annexe 3 — Considérations sur le fonctionnement mécanique des structures atteintes d’alcali-réaction	41
Annexe 4 — Méthode de recalcul de structure pour un béton atteint d’alcali-réaction	45
Annexe 5 — La problématique du traitement des ouvrages	53
Annexe 6 — Documents de référence — Bibliographie	65

Préambule

Ce document s'adresse aux maîtres d'ouvrages, gestionnaires et laboratoires confrontés à des ouvrages en béton suspectés atteints de réactions de gonflement interne.

Il répond aux préoccupations des gestionnaires en apportant un complément aux fascicules de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art [1].

Il vise à préciser la démarche pour organiser le suivi de ces ouvrages, confirmer le diagnostic sur l'origine et la cause des désordres observés, établir un pronostic sur leur évolution probable, proposer des solutions de traitement — en précisant toutefois qu'il n'existe pas à ce jour de méthodes permettant d'arrêter totalement une réaction de gonflement interne ou de réparer définitivement un ouvrage atteint, et que l'objectif du traitement sera donc essentiellement de ralentir l'évolution des désordres, ceci afin d'assurer dans les meilleures conditions la gestion et la pérennité des ouvrages concernés.

La présomption initiale de l'existence d'une réaction de gonflement interne dans un ouvrage est généralement fondée sur la présence de symptômes visuels détectés lors d'une visite ou d'une inspection. Parmi les manifestations les plus connues, sont souvent citées les fissurations sous forme de maillage, plus ou moins dense selon le degré d'évolution de la réaction, ou orientées lorsque des efforts de compression s'opposent au gonflement interne (cas des ouvrages précontraints ou des poteaux, par exemple). Mais une réaction de gonflement peut aussi engendrer bien d'autres formes de désordres apparents sur un ouvrage, tels que mouvements, déformations, petits cratères (*pop-out*), etc. 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 [2].

Le présent document s'applique aux ouvrages sur lesquels des symptômes de réaction de gonflement auraient déjà été détectés. Il peut également s'appliquer à des ouvrages ne présentant pas encore de désordre, mais dont le dossier mettrait en évidence des risques forts de réactions de gonflement, compte tenu de la nature des matériaux utilisés (cas de certains ouvrages construits avant la publication des recommandations relatives à la prévention de l'alcali-réaction [3], par exemple) et dont on souhaiterait suivre préventivement l'évolution.

Pour des raisons économiques, et afin de permettre une hiérarchisation des interventions à prévoir sur un patrimoine d'ouvrages, la méthodologie proposée s'attache à définir un processus par étapes,

- ▶ tenant compte pour chaque ouvrage :
 - de la nature des zones affectées — partie structurelle ou non, ou élément pouvant présenter un risque pour l’usager (éléments de corniche susceptibles de se détacher, par exemple),
 - de l’importance des désordres observés,
- ▶ et fonction :
 - de l’état initial de l’ouvrage,
 - de la vitesse d’évolution de ses dégradations.

Introduction

1.1 GÉNÉRALITÉS

Les causes possibles de dégradation des ouvrages en béton sont variées. Parmi celles-ci figurent les réactions de gonflement interne (RGI) qui comprennent essentiellement l'alcali-réaction (AR) et la réaction sulfatique interne (RSI). Cette dernière se distingue de la réaction sulfatique externe qui est provoquée par des apports extérieurs de sulfates.

Dans la plupart des cas, le béton durci est chimiquement stable. Les seules réactions pouvant alors se manifester après son durcissement sont celles faisant intervenir un agent agressif extérieur tel que, par exemple, le gaz carbonique de l'air ambiant, les sels marins ou les sulfates d'origine externe. Ces réactions, prévisibles et bien connues, sont prises en compte dans l'établissement des formulations des bétons afin d'assurer une durabilité optimale des ouvrages compte tenu de leur environnement.

Les réactions internes, pour leur part, ne mettent en jeu que les éléments présents dès l'origine dans le béton. Leur développement est favorisé par l'humidité ambiante dont il est difficile de s'affranchir dans le cas des ouvrages extérieurs. Les éléments réactifs sont certaines formes de silice contenues dans les granulats, la chaux et les alcalins (oxydes de sodium et de potassium) provenant essentiellement du ciment dans le cas de l'AR, les aluminates et les sulfates du ciment dans le cas de la RSI.

La découverte de ces réactions et de leurs manifestations délétères est assez récente : 1940 pour l'AR aux États-Unis avec les premiers cas reconnus en France dans les années quatre-vingt, 1986 pour la RSI en Allemagne, avec les premiers cas identifiés en France dans les années quatre-vingt dix. De nombreuses inconnues demeurent, quant à leurs mécanismes, leur évolution, leur prévention et surtout leur traitement, même si de nombreux progrès ont été réalisés.

D'une manière générale, sous les conditions climatiques régnant en France, le délai pour la manifestation de désordres visibles sur un ouvrage atteint de RGI se situe le plus souvent entre 5 et 10 ans, qu'il s'agisse d'AR ou de RSI. De plus, il semble que la RSI puisse conduire à des désordres d'une ampleur plus élevée que l'AR.

Le diagnostic et le pronostic de ces pathologies sont deux questions essentielles auxquelles il convient de répondre pour pouvoir programmer au mieux des mesures curatives ou palliatives. Même si des améliorations sont encore souhaitables et émergeront certainement dans le futur, des outils existent et peuvent déjà satisfaire des besoins actuels. Le coût et le délai de réponse de certaines des méthodes disponibles exigent cependant une mise en œuvre et une exploitation appropriée et cohérente. Le présent guide propose une méthodologie adaptée pour la gestion des ouvrages atteints de RGI.

1.2 ENJEUX

En 1993, un premier point a été fait sur la découverte des cas d'alcali-réaction en France. On dénombrait alors quelques barrages (cinq), mais surtout de nombreux ponts (cent cinquante) dans le Nord et en Bretagne [1]. Ne provenant pas d'un recensement exhaustif ou statistique fiable, les chiffres avancés restaient cependant très approximatifs et ne caractérisaient que très imparfaitement la situation réelle de cette pathologie du béton.

En 2001, les réponses à une enquête menée auprès des Directions Départementales de l'Équipement sur les ouvrages atteints de réactions de gonflement (quelle qu'en soit l'origine : alcali-réaction, réaction sulfatique etc.) a confirmé les premières tendances sur la répartition géographique, mais a réévalué à environ 400 le nombre des ouvrages concernés. Il apparaît cependant que les ouvrages cités étaient atteints à des degrés très divers et que l'absence d'une méthodologie d'investigation uniformisée n'a pas permis d'établir une classification détaillée et fiable de leur état réel. Il ressort tout de même de cette enquête que beaucoup d'ouvrages sont peu affectés et, qu'à l'inverse, un faible nombre le sont gravement. À ce jour, une dizaine d'ouvrages atteints d'alcali-réaction ont été démolis (cf. annexe 5).

Depuis la parution en 1991 des recommandations relatives à la prévention de l'alcali-réaction [3], aucun nouveau cas d'ouvrage atteint d'AR n'a été recensé.

Pour ce qui concerne les réactions sulfatiques, leur mise en évidence récente sur des ouvrages, essentiellement sur des parties massives et/ou exposées à l'humidité [O] et [P], et la compréhension encore limitée de leur mécanisme n'ont pas encore permis, pour l'instant, de mettre au point une méthodologie complète de prévention de ce type de réaction. Ainsi, dans l'état actuel des choses, la découverte dans les prochaines années de nouveaux cas d'ouvrages atteints de réactions sulfatiques reste encore possible et cela, notamment, en raison du délai nécessaire pour que le développement de cette pathologie se manifeste par des symptômes visibles.

1.3 PRINCIPE DE LA DÉMARCHE

Le diagnostic d'un ouvrage affecté par une réaction de gonflement interne fait appel à deux grands types de moyens d'investigation :

- le suivi *in situ* du gonflement de la structure et de sa fissuration dans le temps,
- l'analyse en laboratoire d'échantillons prélevés sur l'ouvrage.

Compte tenu du coût de ces différentes techniques, et sachant que le gonflement est un phénomène qui évolue en général assez lentement, du moins dans les conditions climatiques de France métropolitaine, il ne saurait être question de les mettre en œuvre toutes, systématiquement et de manière identique, sur l'ensemble des ouvrages atteints ou supposés atteints d'une réaction de gonflement.

Il convient, au contraire, d'adopter une démarche progressive en fonction de l'état apparent de l'ouvrage et de la vitesse d'évolution de ses désordres. Hormis donc le cas des ouvrages très atteints, pour lesquels l'ensemble des moyens d'investigation sera simultanément mis en œuvre, la démarche proposée privilégie le suivi dimensionnel des ouvrages, relativement facile à réaliser, non destructif et permettant de bien observer l'évolution des phénomènes dans le temps pour en mesurer la rapidité, plutôt que le recours systématique à des carottages, destructifs, aux fins d'analyses coûteuses en laboratoire.

Ainsi la méthodologie proposée consiste tout d'abord à effectuer un tri entre :

- d'une part, les ouvrages présentant des désordres avancés affectant une zone vitale de l'ouvrage (élément structurel ou élément pouvant porter atteinte à la sécurité des usagers) : ouvrages classés en **priorité de niveau 1** ;
- d'autre part, les ouvrages présentant des désordres moins prononcés ou dont les désordres n'affectent pas une partie vitale : ouvrages classés **en niveau 2**.

● Pour les premiers (niveau 1), il y a lieu d'engager simultanément le suivi sur site et l'analyse de carottes en laboratoire.

Il est bien évident que parmi ceux-ci, dans les cas les plus graves d'ouvrages particulièrement endommagés, il conviendra de s'interroger sur l'aptitude au service et, le cas échéant, de mettre en œuvre les mesures de sauvegarde qui s'imposent.

● Pour les seconds (niveau 2), il suffit d'initier dans un premier temps un suivi de l'ouvrage faisant appel à la fois à de la distancemétrie et à un suivi de la fissuration. Ce n'est que si l'évolution du gonflement ou de la fissuration dans le temps s'avère rapide que le prélèvement de carottes doit alors être réalisé pour des analyses.

La fréquence des mesures à effectuer au cours du suivi de l'ouvrage est fonction de son état de fissuration lors de la mise en place de ce suivi (état initial). Plus la fissuration initiale de l'ouvrage est importante, plus la fréquence préconisée des mesures est grande.

Si, au cours de cette période, l'évolution de l'indice de fissuration et, le cas échéant, celle de l'ouverture des fissures isolées déjà fortement ouvertes, et celle du gonflement restent limitées, l'ouvrage retombe dans le cycle normal des inspections et visites. Si, au contraire, l'évolution de la fissuration ou du gonflement dépasse des seuils limites, des carottages doivent alors être réalisés dans l'ouvrage.

C'est l'analyse en laboratoire qui permet, en effet, de déterminer l'origine du gonflement (alcali-réaction et/ou réaction sulfatique) et, dans ce dernier cas, de préciser s'il s'agit d'une réaction sulfatique d'origine interne ou externe.

Le diagnostic de l'origine de la pathologie étant confirmé, l'évolution du gonflement étant constatée sur site, le problème est alors de savoir si l'ouvrage va encore continuer à gonfler et si son aptitude au service risque d'être affectée, si elle ne l'est pas déjà. À cet effet, peuvent être réalisés sur éprouvettes des essais d'expansion résiduelle qui permettent

d'estimer si, dans des conditions d'ambiance favorisant le gonflement, le béton est encore susceptible de gonfler et dans quelles proportions. De tels essais existent pour l'alcali-réaction et sont en cours de développement pour les réactions sulfatiques.

Dans l'hypothèse où il est mis en évidence que le béton a encore une forte capacité potentielle de gonflement, il pourra être envisagé, pour établir un pronostic sur la capacité résistante de la structure, de procéder à un calcul spécifique de l'ouvrage prenant en compte les effets du gonflement. Ce type de calcul est en cours de développement au LCPC pour les ouvrages atteints d'alcali-réaction. Le modèle utilisé prendra en compte l'ensemble des informations recueillies au cours du suivi de l'ouvrage ainsi que les résultats des essais d'expansion résiduelle. Des informations sur l'environnement hygrométrique de l'ouvrage seront également nécessaires, ainsi que, dans la mesure où ils pourront être fournis, des éléments sur son histoire thermique et hydrique.

La qualité du pronostic sera évidemment d'autant meilleure que les données du suivi dimensionnel et de l'environnement thermique et hygrométrique seront précises et couvriront une période de temps importante. Les principes d'une méthodologie de ce calcul, en cours de validation et reposant sur d'importants travaux théoriques et de simulation physique en laboratoire, sont exposés en annexe 4 et montrent l'intérêt et l'importance des informations recueillies.

En ce qui concerne le traitement de l'ouvrage, il convient de préciser qu'il n'existe pas actuellement de traitement des réactions de gonflement d'origine interne. La principale préconisation consiste à ralentir le développement de la dégradation en limitant les arrivées d'eau, facteur qui favorise le développement de la réaction.

Dans le cas d'une réaction sulfatique d'origine externe, on cherchera à supprimer le contact entre le béton et la source de contamination (élimination de remblais contenant des sulfates à l'arrière d'un mur, par exemple).

Méthodologie de suivi

Les différentes étapes de la démarche décrite ci-après sont présentées sous forme synthétique dans le logigramme joint en annexe 1.

ÉTAPE 1 • HIÉRARCHISATION DES PRIORITÉS

L'évolution des maladies de RGI est en général suffisamment lente pour que le programme d'investigations puisse être, le plus souvent, étalé dans le temps.

Cependant, la découverte d'un ouvrage fortement endommagé ou présentant des parties même non structurales fortement atteintes peut rendre impérative la prise de mesures d'urgence liées au maintien de la sécurité des usagers.

Vue de l'état avant.



Vue générale de la passerelle avec sa protection.



Exemple de dispositif adopté pour empêcher la chute de béton sur la voie franchie.

Il peut s'agir, par exemple, de prévenir la chute de morceaux d'une corniche fissurée de pont ou d'assurer la stabilité d'un mât fondé sur un massif présentant une forte décohésion.

Les dispositions circonstancielles et spécifiques correspondantes ne sont pas traitées dans le présent guide.

Dans le cas le plus général, il s'agit, dans cette étape initiale de hiérarchisation des priorités, d'effectuer, au sein d'un patrimoine, un classement des ouvrages atteints ou suspectés atteints. Cela permet de détecter les urgences, d'étaler et de planifier les investigations à effectuer de la manière la plus appropriée pour optimiser les moyens techniques et financiers mis en œuvre.

Ce classement doit être établi à l'issue d'un **examen spécifique effectué par un spécialiste en matière de RGI**. Il s'appuie sur trois critères essentiels caractérisant les désordres :

- leur localisation (zones vitales atteintes ou non),
- leur intensité,
- leur étendue.

D'autres considérations techniques peuvent aussi intervenir, telles que l'état général de la structure, son degré d'hyperstaticité, l'intensité des sollicitations, la sévérité des conditions d'environnement (contact direct avec de l'eau, par exemple), etc. Le gestionnaire peut également prendre en compte d'autres critères tels que la proximité de personnes ou de biens, l'importance stratégique ou financière de l'ouvrage, etc.

Seront systématiquement classés en priorité de niveau 1 les ouvrages présentant une zone vitale affectée par des désordres intenses. Les autres ouvrages pourront être classés en priorité de niveau 2.

■ Zones vitales affectées

On désigne ainsi :

- soit un élément structurel affecté dont la défaillance porterait atteinte à la stabilité ou à l'intégrité de tout ou partie de l'ouvrage,
- soit un élément pouvant présenter un risque immédiat pour les usagers.

■ Désordres intenses

Sont ainsi désignées les manifestations visuelles importantes de désordres mêmes très localisés telles que fissures fortement ouvertes, décohésion marquée du béton, éclatements, etc.

■ Surfaces de dégradation étendues

On appelle ainsi des désordres plus ou moins intenses, mais assez généralisés à l'ensemble ou à des parties importantes de l'ouvrage.

ÉTAPE 2 • ÉVALUATION INITIALE

L'évaluation initiale d'un ouvrage suspecté atteint de RGI a pour objet :

- de collationner et d'étudier toutes les informations disponibles sur la construction ;

Ouvrages classés en niveau de priorité 1



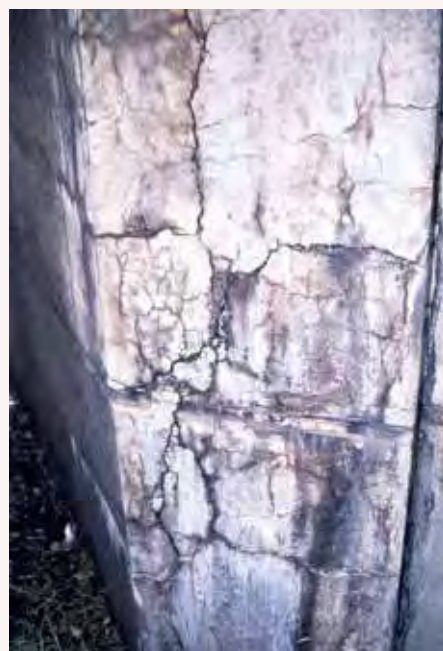
Zone vitale atteinte (dalle de tablier) par des désordres très intenses (présence d'une fracture et béton très dégradé).



Zone vitale atteinte (chevêtre de pile marteau) par des désordres intenses (réseau de fissures).



Vue générale.



Vue détaillée.

Zone vitale atteinte (mur) par des désordres intenses (fissure fortement ouverte et décohésion du béton).

Zone vitale atteinte (pile) par des désordres intenses (réseau de fissures de plus de 0,3 mm d'ouverture) avec situation aggravée par la présence d'eau.



Ouvrages classés en niveau de priorité 2

Vue générale.



Vue détaillée.



Zone vitale atteinte (poutre de tablier) par des désordres peu intenses (présence de fissures fines).


Vue générale.



Vue détaillée.



Zone atteinte (mur), par des désordres intenses, mais très localisés (présence de fissures fines).



Zone vitale atteinte (pile), par des désordres intenses (fissure fortement ouverte) mais très localisés.



Zone non vitale atteinte (extrémité de garde-corps).

- de caractériser l'état d'endommagement de l'ouvrage c'est-à-dire principalement sa fissuration (indice de fissuration) ;
- d'implanter une instrumentation simplifiée de mesure de l'évolution des déformations de certaines parties de l'ouvrage (bases de distancemétrie).

Lorsque le gestionnaire est confronté à la présence dans son patrimoine de plusieurs ouvrages supposés atteints, lesdits ouvrages seront traités dans l'ordre de priorité défini à l'étape 1.

◆ **Recueil d'informations**

Il s'agit, à partir du dossier de l'ouvrage, de recueillir et d'analyser toutes les informations utiles pouvant être reliées avec les réactions pathologiques du béton (environnement, sols, historique de la construction, méthode de fabrication, analyses déjà effectuées, composition des bétons, nature et origine des composants, etc.)

Exemples :

Composition des bétons

- Nature, origine et dosage du ciment : composition chimique et notamment teneur en alcalins (Na_2O équivalent), proportion d'aluminates, de sulfates, exothermie du ciment.
- Nature et origine des granulats : qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction, références d'emploi.
- Présences d'additions minérales et d'adjuvants.

Conditions de fabrication du béton

- Période de bétonnage.
- Recherche d'incidents de bétonnage (examen des bons de livraison du béton, du journal de chantier).
- Traitement thermique sévère (préfabrication).
- Bétonnage en grande masse.

Environnement de la partie d'ouvrage atteinte

- Exposition à l'humidité ou aux sels de déverglaçage.
- Présence de sols et eaux agressifs.
- Zone de marnage.
- État du drainage, de l'étanchéité.
- Températures moyennes et extrêmes.

Il pourra être également intéressant de rechercher l'existence d'autres ouvrages réalisés dans des conditions similaires.

◆ **Caractérisation de la fissuration**

La démarche vise à quantifier l'état de fissuration d'un ouvrage et à repérer la présence de fissures isolées importantes autres que celles dues au retrait.

Les RGI se manifestent extérieurement par l'apparition de fissures. Ces fissures sont la conséquence des contraintes internes qui se créent par variation locale des déformations

dues à l'expansion du béton qui peut être plus ou moins gênée par la présence d'armatures. Les différences de gonflement peuvent s'expliquer :

- par des écarts locaux de développement des réactions internes en raison d'hétérogénéités dans la composition du béton et dans sa compacité notamment (irrégularité du compactage, variation d'eau de gâchage, variation des taux d'alcalins),
- par des variations d'humidité interne (écart entre paroi intérieure et paroi extérieure d'un mur de soutènement, zones soumises à des apports d'eau extérieurs, par exemple),
- par des différences de densité de ferrailage et/ou d'épaisseurs d'enrobage,
- par la présence de contraintes (effet dû à des armatures de précontrainte, réaction verticale des selles d'appui en tête de pylône, par exemple).

Une combinaison de l'ensemble de ces facteurs est généralement rencontrée.

Les moyens de mesure de cette fissuration doivent être précis, fiables et reproductibles dans le temps. La méthode LPC 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 [4].



Mesure de l'indice de fissuration.

Cette méthode consiste à relever à l'aide d'un fissuromètre ou d'une loupe, 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.

Compte tenu de la précision requise dans l'application de cette méthodologie, il est conseillé de mesurer la largeur des fissures avec une précision de 0,05 mm. L'emploi d'un appareil photographique numérique, équipé d'une loupe de grossissement ($\times 10$), facilite cette opération [5].

Plusieurs repères de mesure sont en général implantés sur un ouvrage ; leur nombre dépend de l'importance de l'ouvrage et de l'étendue des désordres. On plantera en général un repère par type d'élément présentant des fissures (mur, piédroit, par exemple) sur la zone la plus touchée de cet élément. Il est aussi conseillé d'ajouter des repères supplémentaires si des écarts de fissuration s'observent entre différents éléments d'un même type. Il est aussi fortement recommandé d'implanter un repère en zone indemne de fissuration.

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 valeur initiale mesurée est désignée par IF_0 . De cette valeur, ainsi que de la présence de fissures isolées importantes autres que celles de retrait, dépend la poursuite des investigations.

◆ 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 dimensionnelles. Les informations recueillies permettront 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.

Les moyens de suivi de déformation couramment utilisés sont :

Moyens de mesure dimensionnelle	Gamme d'emploi		Résolution absolue théorique Résolution relative sur base maxi
	Base mini - maxi	Course	
La distancemétrie par fil Invar [6]	1 – 20 m	100 mm	0,1 mm $5 \cdot 10^{-6}$
La distancemétrie infrarouge [7]	3 – 100 m	pleine échelle	0,1 mm $1 \cdot 10^{-6}$
L'extensomètre LCPC de 400 mm [8]	400 mm	4 mm	0,001 mm $2,5 \cdot 10^{-6}$
Le pied à coulisse à grande capacité (500 à 1 500 mm)	500 – 1 500 mm	pleine échelle	0,01 mm $20 \cdot 10^{-6}$

D'autres moyens sont envisageables sous réserve que la précision obtenue soit au minimum de 0,05 mm/m.

Mesure de distancemétrie à l'aide d'un fil Invar.



Le choix du moyen de mesure est fonction de la taille de l'élément à suivre, des conditions d'accès à la structure et de la précision recherchée.

Dans tous les cas, on cherchera à suivre les déformations d'ensemble avec des bases de longueur proche des dimensions de la pièce, et ce dans les trois directions.

Dans le cas où la zone atteinte de l'élément est restreinte par rapport aux dimensions dudit élément, la longueur des bases pourra être limitée à l'étendue de la zone dégradée.

L'implantation des bases sera aussi fonction du comportement mécanique de la structure et de son environnement.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera, en plus du suivi des zones atteintes, de mettre en place une référence de mesure dans une zone apparemment saine.

Les valeurs des relevés de déformation par distancemétrie sont notées **Dm**. La valeur initiale Dm_0 n'a pas de signification en soi ; c'est le suivi de sa variation dans le temps qui présente un intérêt pour déterminer s'il s'agit d'un ouvrage qui évolue ou non, et avec quelle vitesse (voir critères d'appréciation définis plus loin).

◆ **Suivi de la température et de l'hygrométrie**

En complément des dispositifs précédents, il convient de mettre en place dans le béton des capteurs internes de température (à une profondeur recommandée de 5 cm). En effet, il est rappelé qu'une variation de température de 1 °C engendre une variation de déformation de l'ordre de 0,01 mm/m.



Sonde de température.

En outre, dans l'objectif d'un pronostic sur l'évolution de l'ouvrage, il peut être envisagé d'implanter également dans l'épaisseur du béton des capteurs d'humidité, afin de relier le gonflement à l'humidité interne du béton de la structure.

À chaque intervention, la température ambiante sera relevée ainsi que les informations données par les capteurs internes.

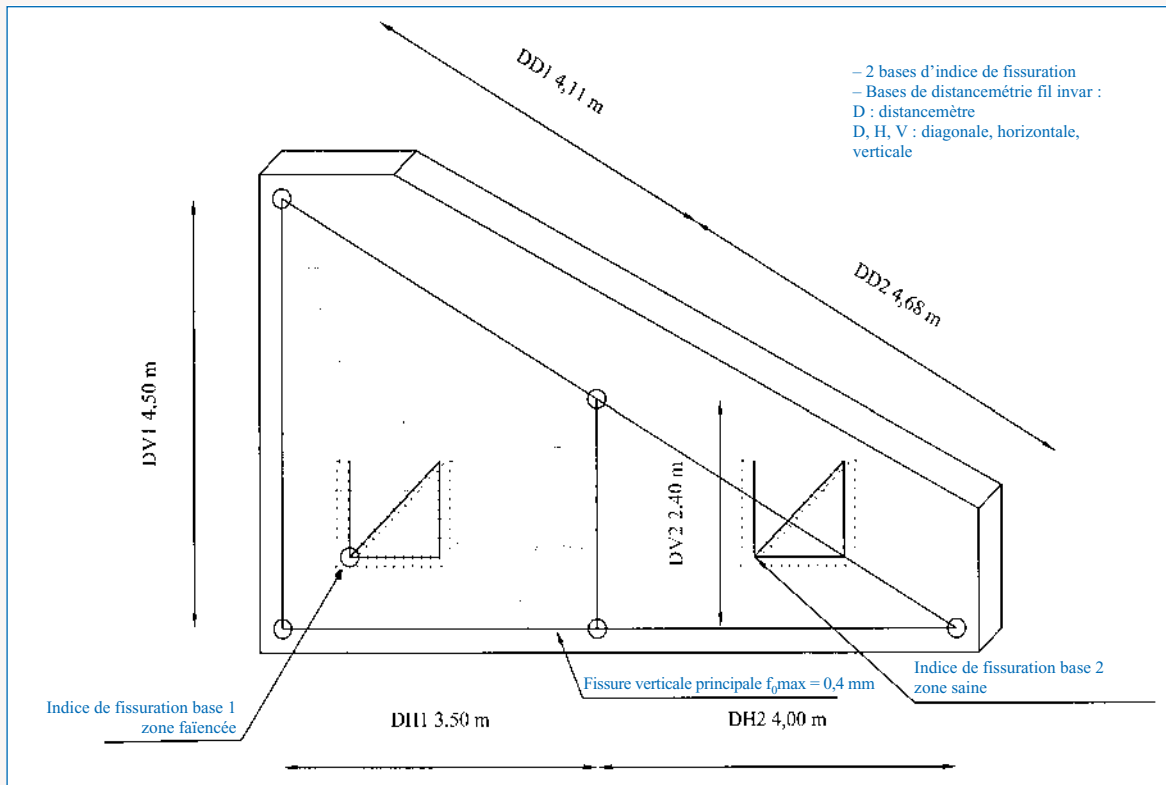
◆ **Programmation des mesures**

La programmation des mesures dépend de l'indice IF_0 et de la présence éventuelle de fissures isolées importantes, autres que celles dues au retrait.

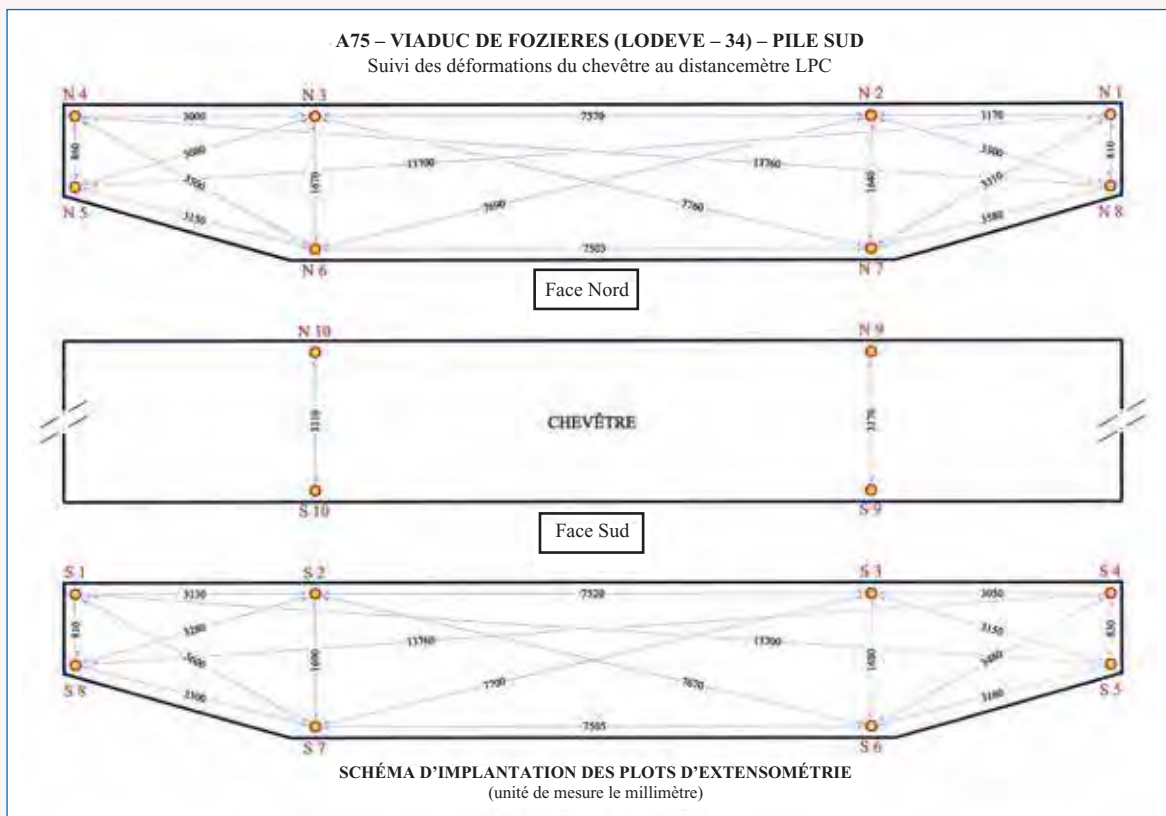
Si IF_0 est supérieur ou égal à 1 mm/m, et/ou en cas de fissures isolées de plus de 0,5 mm d'ouverture, les mesures ultérieures de IF et Dm seront programmées aux échéances de 3, 6, 9 et 12 mois. Dans le cas contraire, ces mesures ne seront prévues qu'à l'échéance de 12 mois.

Une augmentation de la fréquence des mesures préconisée (une fois tous les trois mois) lorsque $IF_0 \geq 1$ mm/m ou lorsqu'il existe des fissures isolées d'ouverture $\geq 0,5$ mm se justifie

EXEMPLES D'IMPLANTATION DE DISPOSITIFS DE SUIVI



Cas d'un mur.



Cas d'un chevêtre.

par l'endommagement de l'ouvrage et le risque d'une évolution rapide qu'il convient donc de surveiller. Cependant, même si la périodicité retenue dans ce cas est de trois mois, une interprétation fiable des résultats des mesures ne pourra être effectuée qu'au bout d'une période d'un an pour prendre en compte les variations saisonnières.

ÉTAPE 3 • SUIVI

À l'issue d'une période d'un an, l'évolution des déformations et de la fissuration est analysée, en distinguant deux cas selon l'importance de l'ouverture des fissures isolées (respectivement cas a) et cas b)).

a) Cas d'un ouvrage ne présentant pas de fissures isolées d'ouverture importante (ouverture $f_0 < 0,5$ mm)

➤ Si cette évolution est importante (**variation de IF ou Dm $\geq 0,5$ mm/m/an**), on peut en déduire que la partie concernée de l'ouvrage est touchée par une maladie toujours évolutive et il convient de poursuivre le suivi avec une périodicité de trois mois à un an suivant la rapidité d'évolution des désordres sur l'ouvrage, et d'approfondir les investigations (passage à l'étape 4).

➤ Dans le cas contraire (**variation de IF ou Dm $< 0,5$ mm/m/an**), deux possibilités sont à considérer selon l'état initial de l'ouvrage :

- **Cas où $IF_0 \geq 1$ mm/m**

Il s'agit d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage qui, certes, présente une fissuration importante, mais l'évolution de sa dégradation est lente, voire en cours de stabilisation. Le pronostic, dans la mesure où l'ouvrage n'est pas déjà très endommagé (c'est-à-dire qu'il ne présente pas au premier abord un problème de capacité portante, ni de risque vis-à-vis de la sécurité des usagers par la chute d'éclats de béton, par exemple) est donc plutôt favorable, et une telle évolution est à confirmer par une programmation de nouvelles mesures dimensionnelles à une échéance lointaine (de l'ordre de trois ans).

- **Cas où $IF_0 < 1$ mm/m**

Il s'agit d'un élément peu dégradé à évolution lente. Le pronostic est favorable et le suivi spécifique évoqué dans le présent guide peut être suspendu. Il sera repris si une visite ultérieure réalisée dans le cadre de la surveillance organisée révèle une évolution défavorable de l'aspect visuel de l'ouvrage.

b) Cas d'un ouvrage présentant des fissures isolées d'ouverture importante (ouverture $f_0 \geq 0,5$ mm)

Le critère sur l'évolution de IF_0 et Dm tel que défini précédemment est complété par un critère sur l'évolution de l'ouverture des fissures (notée Δf) :

- si $\Delta f \geq 0,2$ mm/an : maintien du suivi avec une périodicité de trois mois à un an
- si $\Delta f < 0,2$ mm/an : suspension du suivi ou programmation à une échéance lointaine (voir cas a).

Étude approfondie : diagnostic et pronostic

Conformément à la méthodologie proposée, cette étude approfondie doit être engagée pour les ouvrages classés en niveau 1, ou pour les ouvrages classés en niveau 2 mais dont le suivi in situ a montré une évolution importante des gonflements (selon les critères définis précédemment).

Il s'agit d'étudier précisément le béton affecté par les désordres pour identifier la cause de la pathologie et établir un pronostic sur l'évolution du phénomène et de la structure.

ÉTAPE 4 • RECHERCHE DES CAUSES DE DÉSORDRE

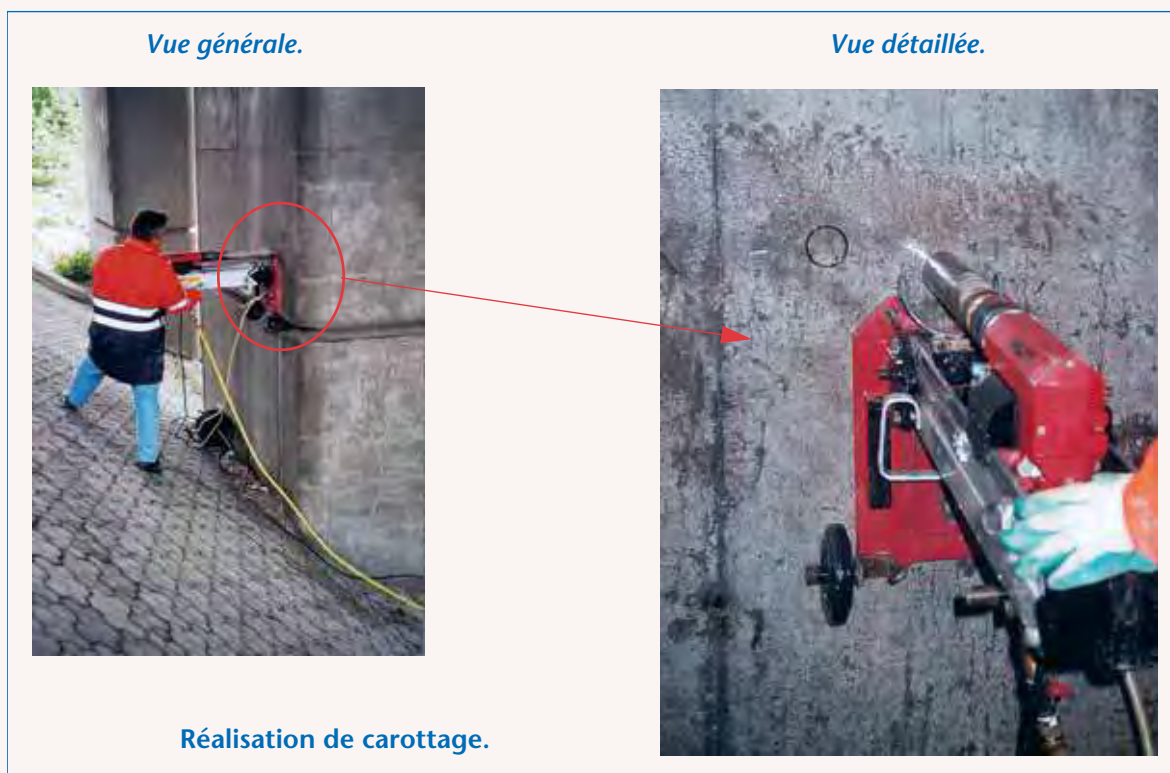
L'objectif, à ce stade, est d'identifier l'origine de la pathologie parmi les causes possibles suivantes :

- alcali-réaction,
- réaction sulfatique (interne ou externe),
- association de l'alcali-réaction et de la réaction sulfatique.

◆ Prélèvements d'échantillons

Cette recherche est 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. Dans ce dernier cas, il peut s'agir d'une autre partie de l'ouvrage formulée avec le même béton. La comparaison entre zone saine et zone altérée fournit des éléments intéressants pour le diagnostic. Elle permet notamment de disposer d'un point de référence susceptible d'apporter des éléments d'information à la compréhension de l'apparition du phénomène au sein de certaines zones de l'ouvrage. Par ailleurs, même

dans une zone apparemment saine, la réaction peut être déjà initiée et son potentiel de gonflement est alors à évaluer.



À titre indicatif, le nombre d'échantillons recommandé sera, au minimum, constitué de :

➤ **en zone altérée, par partie d'ouvrage atteinte : cinq échantillons :**

- deux échantillons pour les analyses en laboratoire,
- trois échantillons pour l'essai d'expansion résiduelle ;

➤ **en zone saine représentative : deux échantillons :**

- un échantillon pour les analyses en laboratoire,
- un échantillon pour l'essai d'expansion résiduelle.

◆ **Précisions sur la dimension et la localisation des carottes**

➤ **diamètre : 10 cm** pour les essais d'expansion résiduelle. Cette valeur peut être réduite à **8 cm** pour les échantillons destinés aux analyses en laboratoire.

➤ **longueur : adaptée à l'épaisseur de la pièce et à son exposition aux agressions extérieures.**

Par exemple :

- une carotte traversante pour un mur au contact d'un remblai contaminant,
- un prélèvement à cœur pour une pièce massive (c'est-à-dire de longueur supérieure à la moitié de l'épaisseur de la pièce).

Afin de limiter le nombre de carottages à effectuer sur l'ouvrage, il conviendra d'examiner dans quelle mesure certains échantillons peuvent être obtenus à partir d'une seule carotte.

Dans l'hypothèse où la démarche de diagnostic amènerait à un calcul spécifique de l'ouvrage prenant en compte les effets du gonflement du béton — calcul dont les développements sont en cours au LCPC pour les ouvrages atteints d'alcali-réaction, il conviendra alors de disposer d'éprouvettes pour essais complémentaires en vue de préciser les données mécaniques à prendre en compte dans le calcul (E , f_c , f_t). Les données et expérimentations nécessaires pour permettre ce calcul de l'ouvrage sont explicitées dans l'annexe 4, paragraphe 2.2. Sur un plan économique, pour les ouvrages les plus atteints et donc susceptibles de faire l'objet d'un tel calcul, il pourra être judicieux de prévoir, dès cette étape, le prélèvement des carottes complémentaires nécessaires.



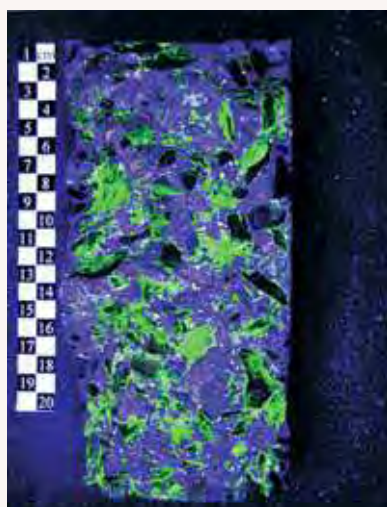
Carotte de béton.

◆ Méthodes de diagnostic

Les méthodes actuelles permettant d'identifier la nature de la réaction sont décrites ci-après.

■ Le test par fluorescence des ions uranyle [9]

Ce test, simple et rapide, consiste à asperger un échantillon de béton d'une solution d'acétate d'uranyle puis à soumettre l'échantillon à un éclairage sous UV. La présence de produits issus de l'alcali-réaction se traduit par une fluorescence jaune-verte. Des artefacts peuvent aussi conduire à une fluorescence ; il convient donc de confirmer systématiquement le test par des examens au microscope électronique à balayage. Par ailleurs, cette méthode ne permet pas de révéler la présence d'ettringite. Elle est principalement pertinente pour donner une information sur l'étendue de la réaction alcali-silice, et pour orienter le choix des échantillons soumis à l'examen au MEB.



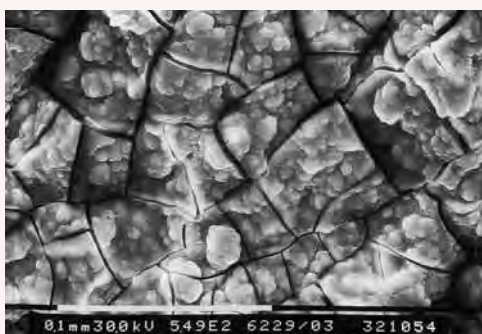
Test à l'acétate d'uranyle.

■ L'examen au microscope électronique à balayage (MEB), associé à la microanalyse élémentaire par spectrométrie X

Le MEB, associé à la microanalyse élémentaire est actuellement la seule technique permettant d'identifier des produits résultant soit d'une alcali-réaction (produits cristallisés ou sous l'aspect de gel), soit d'une réaction sulfatique (ettringite). Cette technique permet aussi de distinguer une ettringite normale résultant d'une hydratation du ciment, d'une ettringite délétère ayant des propriétés expansives. En effet, la présence d'ettringite n'est pas une indication suffisante pour déclarer un béton affecté par une réaction sulfatique.

Le MEB permet la reconnaissance, la localisation, la détermination de la fréquence et de la composition des produits caractéristiques des réactions de gonflement interne.

Gel mamelonné de l'alcali réaction.



Ettringite délétère.



Alcali-réaction + réaction sulfatique.



Ettringite normale.



Exemples de photos au MEB.

En complément, il pourra être nécessaire de recourir à des analyses minéralogiques et chimiques et à des examens pétrographiques. La réalisation de ce complément d'investigations sera décidée en concertation avec un spécialiste du diagnostic physico-chimique des bétons. Cette étude permettra alors :

- d'obtenir des informations utiles sur la formule du béton, pouvant expliquer l'origine de la réaction (nature des constituants, nature des granulats, type de ciment, dosage en ciment, teneur en alcalins, etc.). À noter que tout ou partie de ces informations pourront être utilisées pour le pronostic ;
- dans le cas de la réaction sulfatique, de déterminer l'origine des sulfates (interne ou externe).

Par ailleurs, la présomption d'une réaction sulfatique liée à une température élevée lors de la prise du béton pourra aussi être confirmée par une évaluation, à l'aide d'un modèle aux

éléments finis par exemple, des températures ayant pu être atteintes dans la pièce, dans les jours qui suivent le coulage.

À l'issue de cette étape, il peut s'avérer que la pathologie ne résulte d'aucune des trois causes envisagées (alcali-réaction, réaction sulfatique, association des deux réactions). D'autres origines possibles, plus rares, pourront alors être recherchées : gel interne du béton, pression de cristallisation de sels dans les bétons, etc.

ÉTAPE 5 • PRONOSTIC D'ÉVOLUTION

L'origine de la pathologie ayant été confirmée, l'objectif est d'établir un pronostic sur l'évolution du phénomène et ses conséquences sur l'ouvrage.

Ce pronostic s'appuie sur les résultats du suivi *in situ* de l'ouvrage et sur une évaluation du potentiel de gonflement futur du béton à partir de carottes prélevées sur l'ouvrage. Pour cela, les carottes sont soumises à un **essai d'expansion accéléré** qui consiste à les placer dans un environnement favorisant la réaction, et à mesurer leur déformation au cours du temps afin de déterminer si le gonflement du béton de l'ouvrage peut encore augmenter fortement.

Le choix du mode opératoire de l'essai d'expansion résiduelle dépend de la nature de la réaction :

- méthode LPC n° 44, pour l'alcali-réaction [10] ;
- méthode en cours de développement au LCPC, pour la réaction sulfatique [11].



Mesure au pfender sur éprouvette soumise à l'essai d'expansion.

Des résultats de ces essais, ainsi que du suivi *in situ*, vont dépendre les suites à donner par le gestionnaire. Dans le cas d'un ouvrage dont une partie structurale est déjà fortement atteinte ou dont l'évolution pourrait conduire rapidement à un doute sur sa capacité portante, il pourra être utile de procéder à un **recalcul spécifique prenant en compte les effets du gonflement du béton**. Des développements sont en cours au LCPC pour mettre en œuvre un tel calcul qui nécessite de connaître :

- les données climatologiques (température, hygrométrie) environnantes de l'ouvrage,
- les résultats du suivi dimensionnel,
- les résultats des essais d'expansion résiduelle.

L'annexe 4 décrit le principe de ce recalcul pour les ouvrages atteints d'alcali-réaction (pour les réactions sulfatiques, le modèle de gonflement reste à établir). Elle s'appuie sur un modèle chimico-mécanique couplé à un modèle de diffusion hydrique implanté dans un logiciel de calculs par éléments finis. Compte tenu de leur complexité, de tels calculs sont à mener par des experts.

La comparaison des résultats de ce recalcul avec les mesures sur site sera poursuivie dans le temps afin de vérifier la bonne concordance du calcul avec la réalité.

D'autres modèles assimilent l'effet du gonflement du béton à des dilatations d'origine thermique. Il convient toutefois de préciser que les variations de température créent des variations dimensionnelles beaucoup moins importantes et beaucoup moins hétérogènes que celles dues aux variations de gonflement interne du béton, en raison notamment de l'influence importante des variations d'humidité interne à la structure sur le gonflement du béton (voir annexe 3).

Suites Préconisations

D'une manière générale, pour tout ouvrage atteint de réaction de gonflement interne et quel que soit son état, il convient de chercher à limiter les arrivées d'eau, par exemple par une réparation du dispositif d'évacuation des eaux (cas des écoulements d'eau localisés sur un chevêtre) ou par une réparation du dispositif d'étanchéité.

Quant aux autres dispositions à prendre pour les ouvrages, différents cas sont à considérer selon leur état initial et la vitesse d'évolution de leurs dégradations.

4.1 CAS DES OUVRAGES PEU ENDOMMAGÉS ET ÉVOLUANT PEU

Un tel ouvrage sera soumis aux règles de gestion communes à l'ensemble du patrimoine. Il y aura lieu de vérifier, tous les trois ans, l'état de son aspect visuel dans le cadre de la surveillance organisée.

4.2 CAS DES OUVRAGES ENDOMMAGÉS MAIS ÉVOLUANT PEU

Il convient tout d'abord de s'assurer que l'état d'endommagement atteint n'est pas suffisant pour affecter la capacité portante de la structure ou porter atteinte à la sécurité des usagers (éléments de corniche ou morceaux de béton susceptibles de se détacher de l'ouvrage, par exemple). Voir, au paragraphe 4.3, les méthodes pouvant être utilisées à cet effet.

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 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. Il conviendra de choisir des produits souples, s'accommodant d'une certaine évolution des fissures du support (voir le guide *Choix et application des produits de réparation et de protection du béton* [12] et le guide *Protection des bétons par application de produits à la surface du parement* [13]).

Au niveau du suivi, il conviendra de vérifier, tous les trois ans, la faible évolution du gonflement de l'ouvrage, au moyen de l'indice de fissuration et des bases de distancemétrie mises en place sur l'ouvrage lors de l'étape d'évaluation initiale. Ce contrôle pourra, par exemple, être judicieusement couplé avec les visites d'évaluation IQOA* de l'ouvrage.



Exemple d'ouvrage évoluant peu et traité par un revêtement.



Expérimentation de trois solutions de protection.

4.3 CAS DES OUVRAGES TRÈS ENDOMMAGÉS ET/OU ÉVOLUANT RAPIDEMENT

On entend par « très endommagé », un ouvrage posant au premier abord un problème de capacité portante. Dans un tel cas, il convient de vérifier si ce problème est déjà réel ou non, ou d'évaluer à quelle échéance il risque de se poser.

Pour cela, plusieurs approches peuvent être mises en œuvre :

- des investigations sur site avec, par exemple, la réalisation d'une épreuve de chargement permettant, sous charge contrôlée, de vérifier le comportement de l'ouvrage,
- un recalcul de l'ouvrage visant à vérifier sa capacité portante et le non dépassement d'états-limites, notamment dans les armatures.

Ces ouvrages devront donner lieu à un renforcement du suivi sur site (périodicité entre trois mois et un an). Il pourra être fait appel à des méthodes complémentaires de suivi (planimétrie [15], par exemple).

* IQOA : Image Qualité des Ouvrages d'Art

Au niveau du traitement, il n'existe actuellement aucune méthode permettant d'arrêter une réaction de gonflement interne. Il n'existe donc pas de méthode pouvant être jugée comme suffisamment fiable et durable pour être considérée comme une réparation définitive de l'ouvrage. 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 pour essayer de confiner le gonflement d'une pièce,



Avant.



Pendant.



Après travaux.

Exemple de confinement d'un massif de fondation.

– dans certains cas (barrages, par exemple), la réalisation de saignées permettant de libérer les efforts de compression emmagasinés dans la structure sous l'effet du gonflement.

Vue générale.



Vue détaillée.



Exemple de saignée sur un barrage.

Dans les rares cas où tous les résultats de mesures *in situ*, d'essais d'expansion, de calcul, confortés par une évolution rapide des désordres visibles *in situ*, mettraient en évidence un risque fort à court terme, une démolition de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage concernée devra être envisagée.

L'annexe 5 donne des exemples de traitements et de démolitions d'ouvrage.

Annexe

1

Logigramme décisionnel



I – HIÉRARCHISATION DES PRIORITÉS

II – ÉVALUATION INITIALE

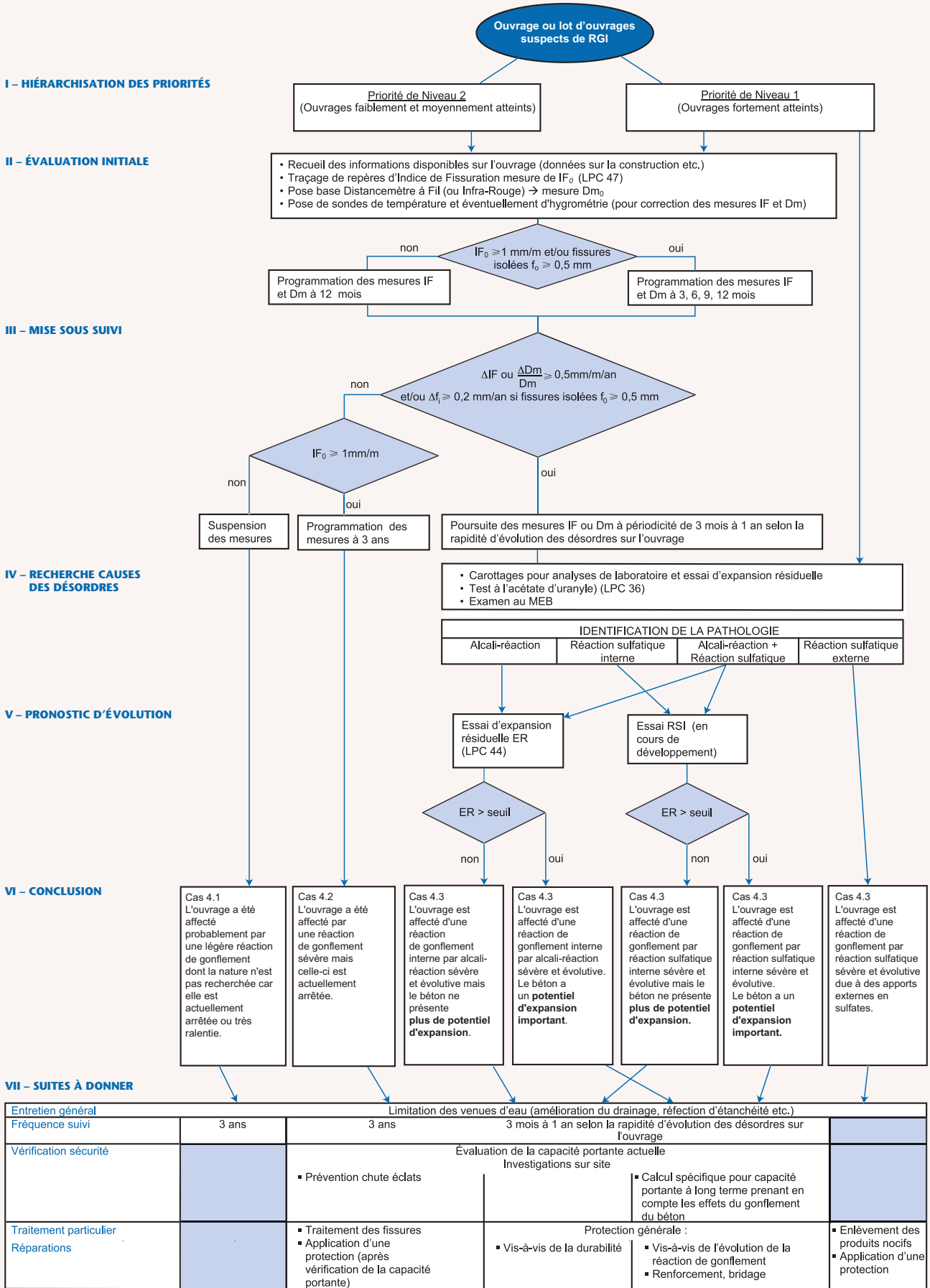
III – MISE SOUS SUIVI

IV – RECHERCHE CAUSES DES DÉSORDRES

V – PRONOSTIC D'ÉVOLUTION

VI – CONCLUSION

VII – SUITES À DONNER



Annexe

2

**Modèle de fiche
de suivi d'ouvrage
avec fiche remplie, à titre d'exemple**

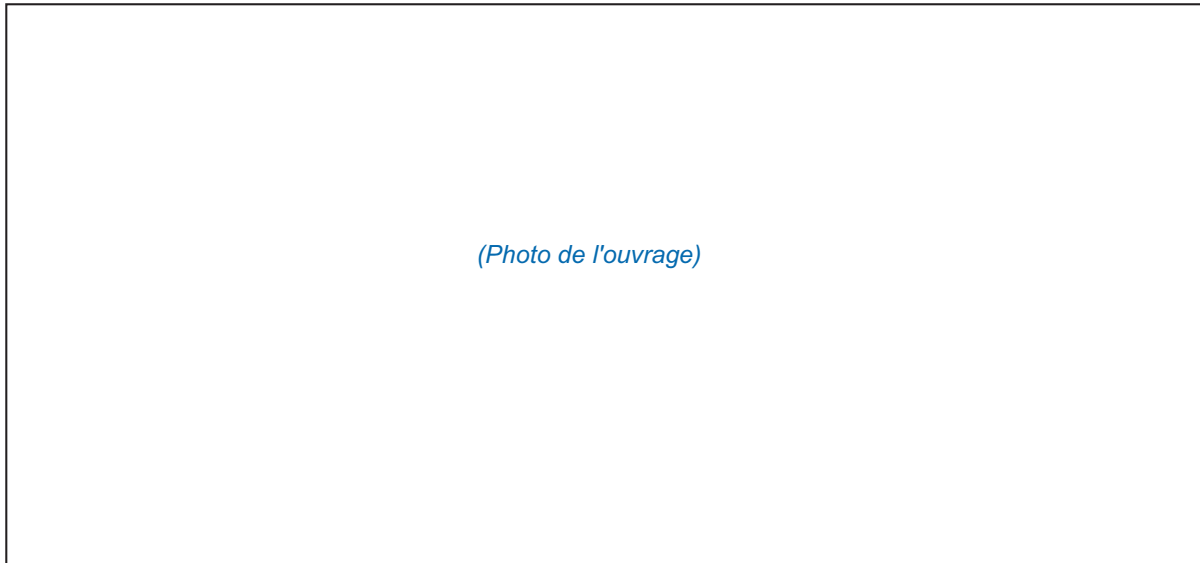


Fiche de suivi de gonflement de l'ouvrage:



(Nom de l'ouvrage)

Ouverture Fiche :
(Date)
Mise à jour :
(Date)



Identification de l'ouvrage

N° d'identification	:	Commune :
Voie portée	:	Obstacle franchi :
Type de l'ouvrage	:	Traitements réalisés (natures, dates):
Site d'exposition	:	
Année de construction	:	

Caractéristiques de la partie d'ouvrage suivie

Partie d'ouvrage concernée	:		
Environnement	:		
Géométrie (partie visible)			
longueur :	hauteur maxi :	hauteur mini :	épais. :
Béton			
Fournisseur :			
Ciment :			
Dosage en ciment :			
Origine granulats :		Réactivité :	
Adjuvants :			

Investigations réalisées

Diagnostic (méthodes, résultats) :

Type de suivi :

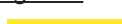




Classement / Indice / Évolution :

Rédigé par :

Instrumentation de l'ouvrage

(Photo, schéma)

Légende

- | | | | |
|---|------------------------------|---|------------------------|
|  | base d'indice de fissuration |  | bases de distancemètre |
|  | sonde d'hygrométrie |  | sonde de température |
|  | autre (à préciser) | | |

Description de l'instrumentation

Fiche de suivi de gonflement de l'ouvrage:



RN 9 à LODEVE (34)
OA 229 - Viaduc de FOZIERES

Ouverture Fiche :
mars-01
Mise à jour :
jan-02



Identification de l'ouvrage

N° d'identification	: OA 229	Commune :	Lodève
Voie portée	: RN 9	Obstacle franchi :	Ruisseau et chemin de Fozières
Type de l'ouvrage	: VIPP	Traitements réalisés (natures, dates):	
Site d'exposition	: Campagne		
Année de construction	: 1980		

Caractéristiques de la partie d'ouvrage suivie

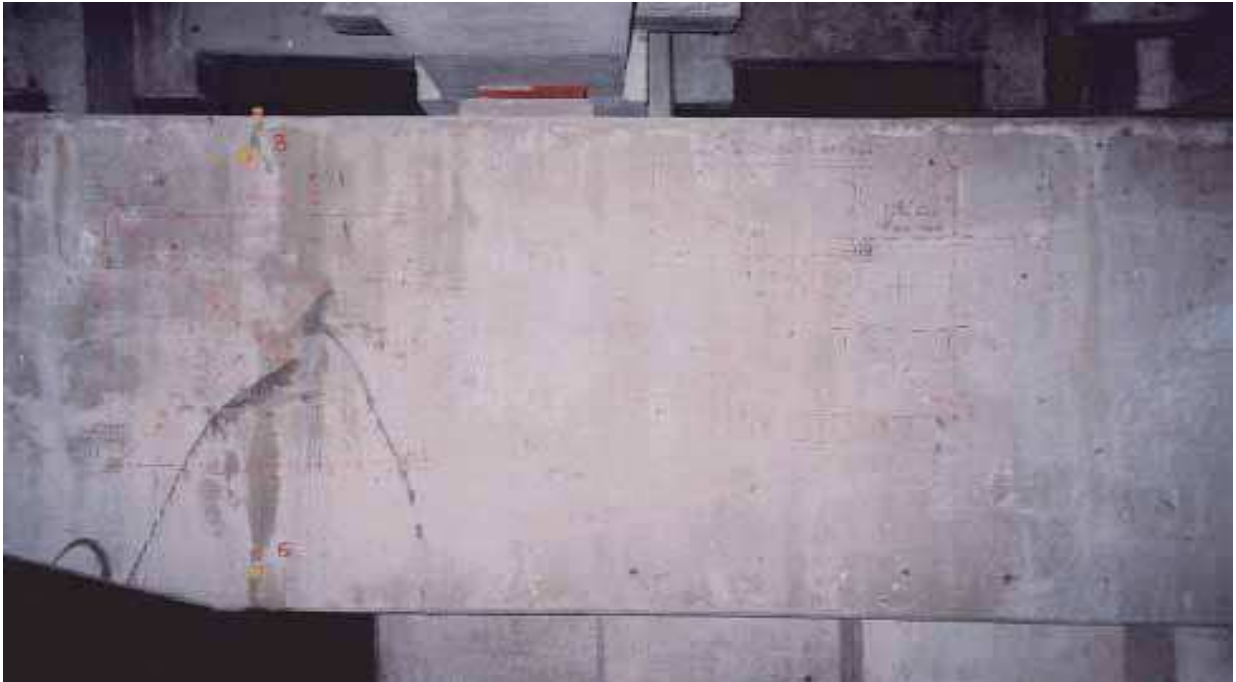
Partie d'ouvrage concernée	: Piles - CHEVETRES			
Environnement	: Chevêtres orientés Est/Ouest			
Géométrie (partie visible)				
longueur :	14,00 m	hauteur maxi :	2,00 m hauteur mini :	épais. : 3,50 m
Béton				
Fournisseur :	RAPID'BETON - Le Bosc (34)			
Ciment :	CPA 55 R - Lafarges Port La Nouvelle			
Dosage en ciment :	350 Kg/m ³			
Origine granulats :	Carrières de Vergèse (30) et carrières SOLAG à Gignac (34)			
Adjuvants :	néant Réactivité à confirmer			

Investigations réalisées

Diagnostic (méthodes, résultats) :	IDP de février 1996 (CETE Aix) Carottages réalisés en avril 2000 et décembre 2000 <i>Réaction sulfatique interne due à une élévation importante de température à la prise</i>
Type de suivi :	Extensométrie mécanique implantée en juillet 1998 Indice de fissuration - 2 bases (décembre 2000) Extensométrie grande base (1m) - 1 base (Décembre 2000) Distancemétrie fil Invar (décembre 2000)
Classement / Indice / Évolution :	<i>Évolution très importante de certaines fissures (horizontales ou biaisées)</i>

Rédigé par : P. Reynaud/G. Le Mestre

Instrumentation de l'ouvrage



Légende

- base d'indice de fissuration
- sonde d'hygrométrie
- autre (à préciser)
- bases de distancemètre
- sonde de température

Description de l'instrumentation

Indice de fissuration

Base 1 Pile Sud Face Nord : Zone très fissurée

Base 2 Pile Sud Face Nord : Zone peu fissurée

Distancemétrie à fil Invar

20 plots implantés sur le chevêtre permettant de mesurer les variations de longueur, largeur et hauteur

Température / Hygrométrie

Température uniquement (trous dans le béton du chevêtre)

Synthèse des mesures

Date	Intervention	Résultats/Commentaires/Graphiques éventuels
août-98 à déc-00	Point Zéro soit 9 interventions	implantation sur 20 fissures fissures verticales : <i>évolution faible ou négligeable</i> fissures horizontales ou biaisées : <i>évolution importante et linéaire</i> sur sommier : <i>évolution faible ou nulle sur fissures transversales, évolution significative sur fissures longitudinales</i>
déc-00	point zéro	implantation indice de fissuration <i>Base 1 : IFo = 1,64 - Base 2 : IFo = 0,55</i> implantation distancemétrie fil Invar
juin-01	première mesure	indice de fissuration : <i>pas d'évolution de IF</i> <i>apparition de nouvelles fissures</i> distancemétrie : <i>évolution très faible (température)</i>
oct-01	deuxième mesure	indice de fissuration <i>Base 1 : IFo = 1,67 - Base 2 : IFo = 0,45</i> distancemétrie
déc-01	troisième mesure	indice de fissuration <i>Base 1 : IFo = 1,87 - Base 2 : IFo = 0,50</i> distancemétrie

Considérations sur le fonctionnement mécanique des structures atteintes d'alcali-réaction

L'AR se traduit par un gonflement hétérogène des diverses parties de la structure.

Les variations de température créent également des variations dimensionnelles dans les structures. Toutefois, celles-ci sont beaucoup moins importantes et beaucoup moins hétérogènes que celles dues aux réactions de gonflement interne du béton. L'allongement résultant d'une alcali-réaction est souvent de l'ordre de $2 \cdot 10^{-3}$, soit l'équivalent d'une élévation de température de 200 °C du béton.

Ainsi, on ignore en général totalement les auto-contraintes dues à la non linéarité du champ de température dans une poutre. On le modélise alors par un champ linéaire, c'est-à-dire par une élévation uniforme moyenne complétée par un gradient constant sur la hauteur de la section droite. Cette modélisation simplifiée permet une prise en compte satisfaisante des effets hyperstatiques et des déformations d'ensemble de la structure.

Dans le cas d'une alcali-réaction, l'hétérogénéité des déformations transversales, verticales et longitudinales conduit à des auto-contraintes très élevées, qui conduisent à fissurer très fortement la poutre, même si celle-ci est isostatique, c'est-à-dire même si les effets hyperstatiques qui résultent des déformations d'ensemble sont nuls.

On remarquera en particulier que les armatures ne gonflant pas, il en résulte des auto-contraintes spécifiques qui n'existent pas avec un champ de température ; les armatures sont mises en traction et le béton en compression, par cet effet de blocage. Les auto-contraintes résultantes sont très élevées puisqu'une barre de type HA400 entre dans le domaine plastique lorsqu'elle est soumise à un allongement moyen de $2 \cdot 10^{-3}$.

Ces auto-contraintes très importantes se traduisent par une fissuration par faïençage caractéristique des réactions de gonflement interne. De plus, il semble que dans les cas extrêmes, elles peuvent également provoquer la délamination du béton selon des plans parallèles à l'axe longitudinal de la poutre.

Par ailleurs, des gonflements différentiels peuvent exister entre la surface et le cœur des pièces en raison des gradients hygrométriques — gonflements générateurs de fissures.

Si l'on connaissait précisément le champ de variations dimensionnelles sur la section droite, l'application du principe de Navier-Bernoulli (planéité des sections droites déformées) permettrait un premier calcul des auto-contraintes longitudinales (contraintes

normales et de cisaillement). Toutefois, il ne s'agirait que d'un calcul élastique, dont la validité resterait limitée en raison des effets de la fissuration, qui libère les auto-contraintes normales de traction. La validité du principe de Navier-Bernoulli pourrait être également discutable en raison des pertes d'adhérence entre béton et armatures, dues au gonflement différentiel de la gaine de béton par rapport à l'acier (en particulier pour les armatures lisses). Toutefois, les premiers résultats des recherches semblent montrer que le principe de Navier-Bernoulli est correctement vérifié lorsque la poutre reste intègre, même avec des déformations longitudinales très importantes.

Par ailleurs, des contraintes supplémentaires peuvent résulter du « blocage » des déformations d'ensemble par effet hyperstatique.

Enfin, on doit également s'interroger sur la validité de la solution proposée par De Saint Venant, dans le cas des poutres. En effet, les contraintes normales (auto-contraintes et les contraintes extérieures dues aux effets hyperstatiques éventuelles) ne sont plus seulement longitudinales, mais également transversales et verticales. De même, des contraintes de cisaillement s'exercent sur toutes les facettes perpendiculaires à la section droite. Ainsi, sur ces facettes, la conjugaison de contraintes normales de traction et de contraintes de cisaillement horizontales pourraient expliquer la délamination du béton selon des plans parallèles à l'axe longitudinal de la poutre.

Pour résumer et simplifier, nous dirons que les principales conséquences mécaniques sont :

- des auto-contraintes normales et de cisaillement sur toutes les facettes, qui se traduisent par une fissuration par faïençage caractéristique ; ces dernières tendent toutefois à s'évanouir à l'État Limite Ultime, par ouverture des fissures et plastification des matériaux (aciers et béton). Mais il convient de vérifier que l'ouverture des fissures ne remet pas en cause la durabilité de la structure et que l'allongement des aciers reste acceptable, au droit des fissures les plus ouvertes ;

- des contraintes normales ou de cisaillement résultant du « blocage hyperstatique » des déformations. Contrairement aux auto-contraintes, ces dernières ne se libèrent que partiellement par la fissuration et la plastification en s'approchant de l'État Limite Ultime d'une section donnée. En effet, comme les sollicitations hyperstatiques résultent du « blocage » des déformations d'ensemble de la structure, la plastification locale d'une seule section ne suffit pas à les libérer totalement, sauf à atteindre des niveaux de déformations plastiques très élevés, en général inacceptables pour les matériaux. Elles seraient par contre faciles à calculer, si l'on connaissait les déformations d'ensemble des sections (allongement de la fibre moyenne et rotations des sections droites). Malheureusement, ce n'est pas le cas en général.

Les considérations ci-dessus conduisent à proposer les règles générales suivantes :

1) Contrôle des zones fissurées

Pour les fissures traversées par des aciers passifs ou actifs, il faut s'assurer de la protection des armatures en service et contrôler que le niveau de déformation plastique des aciers au droit des fissures reste acceptable.

L'Eurocode 2 donne quelques bases pour permettre cette vérification :

- la durabilité des armatures de béton armé est assurée pour une ouverture permanente des fissures de 3/10 mm,
- la ductilité minimale d'une armature est de 2,5 % (classe A - art. 3.2.2.2).

Lorsque l'acier approche de sa déformation plastique maximale, il est très largement plastifié au droit des fissures. En conséquence, il n'est pas possible d'utiliser des formules basées sur l'espacement moyen entre fissures (EC2-1, art. 7.3.4) ou la longueur de transfert des efforts entre acier et béton (EC2-1, art. 8.4.3), car la plus grande partie de l'allongement de l'acier se fait sans transfert d'effort entre acier et béton. La longueur de transfert de la déformation « plastique » de l'acier serait donc plus faible que celle qui résulte de ces formules qui supposent que le transfert d'effort est limité par la résistance au cisaillement du béton d'enrobage. Par contre, la détérioration de l'adhérence qui résulte du fort différentiel d'allongement entre l'acier et le béton a la conséquence inverse. En conclusion, il est bien difficile de se prononcer.

Nous proposons néanmoins de calculer un ordre de grandeur de la déformation plastique de l'acier en retenant un espacement moyen entre fissure s_R de 25 cm et en supposant la relation suivante entre l'allongement moyen de l'acier $\varepsilon_{\text{smoyen}}$ et son allongement maximum $\varepsilon_{\text{smax}}$ au droit d'une fissure :

$$\varepsilon_{\text{smoyen}} - \varepsilon_c = 0,6 [\varepsilon_{\text{smax}} - \varepsilon_c] \quad (\text{cette relation étant obtenue à partir de l'EC2 formule (7.9) — en considérant la « fourchette » basse, et en l'adaptant en tenant compte du gonflement du béton et en considérant que l'allongement du béton sous l'effet de la réaction est distribué uniformément le long des aciers})$$

avec ε_c = allongement moyen du béton dû à la RGI.

On a aussi la relation suivante entre l'allongement moyen de l'acier, l'allongement du béton dû à la RGI, l'ouverture ω_k et l'espacement des fissures s_R :

$$\varepsilon_{\text{smoyen}} - \varepsilon_c = \omega_k / s_R \quad (\text{EC2 formule (7.8)})$$

D'où :

$$\varepsilon_{\text{smax}} = \varepsilon_c + \omega_k / 0,6s_R$$

Exemples d'application (sur la base de $s_R = 25$ cm) :

Exemple 1 :

Si le gonflement du béton est $\varepsilon_c = 0,1$ % (cas d'une RGI assez faible) avec une ouverture de fissure $\omega_k = 0,3$ mm, on obtient : $\varepsilon_{\text{smax}} = 0,21$ % soit une valeur proche de la limite élastique des aciers.

Exemple 2 :

Si le gonflement du béton est $\varepsilon_c = 0,33$ % (cas d'une RGI moyenne) avec une ouverture de fissure $\omega_k = 1$ mm, on obtient : $\varepsilon_{\text{smax}} = 1$ % soit le pivot A.

Exemple 3 :

Si le gonflement du béton est $\varepsilon_c = 0,5$ % (cas d'une RGI assez forte) avec une ouverture de fissure $\omega_k = 3$ mm, on obtient : $\varepsilon_{\text{smax}} = 2,5$ % soit la limite de ductilité pour des aciers à ductilité moyenne.

Exemple 4 :

Si le gonflement du béton est $\varepsilon_c = 0,5 \%$ (cas d'une RGI assez forte)

avec une ouverture de fissure $\omega_k = 6,8 \text{ mm}$,

on obtient : $\varepsilon_{s_{\max}} = 5 \%$ soit la limite de ductilité pour des aciers à haute ductilité.

Pour les fissures non traversées par des aciers passifs ou actifs, on doit rester vigilant vis-à-vis d'un risque de décohéation des fibres élémentaires de la poutre, laquelle pourrait dans les cas extrêmes conduire à une rupture par feuilletage. Si des plans de feuilletage sont suspectés, un fretage extérieur de la section peut être nécessaire. Toutefois, ce feuilletage ou cette dé-cohéation des fibres n'a jamais été observé en France ; par contre, des décollements d'enrobage sur des pièces comprimées ont été signalés à l'étranger. En présence d'un feuilletage, les calculs précédents menés sur les ouvertures de fissures ne sont plus valables.

2) Contrôle d'ensemble de la structure

Ce contrôle suppose un re-calcul de la structure. On s'inquiétera plus particulièrement des efforts hyperstatiques dont la libération à l'État Limite Ultime supposerait des déformations plastiques non compatibles avec les caractéristiques des matériaux. Les valeurs limites peuvent être prises, par sécurité, aux valeurs fixées pour les différents pivots de comportement d'une section de béton armé à l'ELU, dans le BAEL. Toutefois, on notera que l'Eurocode 2 partie 1 autorise des allongements beaucoup plus élevés pour les aciers ($0,9\varepsilon_{uk}$, avec ε_{uk} égal à 2,5 %, 5 % ou 7,5 % selon la classe de ductilité des aciers).

Il n'existe pas actuellement de recommandations pour le re-calcul des structures atteintes. Un module spécifique du logiciel CESAR-LCPC est en cours de développement dans le cadre d'une thèse soutenue en 2001 [Q], sur les bases présentées en annexe 4. Mais ce module est encore expérimental et son utilisation est complexe. Les recherches en cours laissent espérer que pour les structures classiques, l'hypothèse de Navier-Bernoulli reste acceptable. Il est alors possible de déterminer les auto-contraintes sur les sections droites, en tenant compte de l'effet de « bridage » par les armatures, et les sollicitations hyperstatiques par la théorie des poutres. On veillera à prendre en compte les variations dimensionnelles transversales par des calculs complémentaires (calcul de section droite et de flexion transversale). Ces calculs demandent toutefois de connaître le champ des variations dimensionnelles libres à l'instant considéré. Les données et expérimentations nécessaires sont donc comparables à celles nécessaires à un calcul par éléments finis (cf. annexe 4 paragraphe 2.2).

Méthode de recalcul de structure pour un béton atteint d'alcali-réaction

1 • OBJECTIF DU RECALCUL

Le recalcul de structures dégradées est destiné à fournir aux ingénieurs et gestionnaires un résultat quantitatif de l'évolution de la dégradation, afin de répondre aux questions suivantes (fig. 1) :

- Dans quelle mesure la dégradation a-t-elle déjà affecté l'ouvrage et comment va-t-elle évoluer ?
- Comment peut-on estimer la résistance résiduelle de l'ouvrage ?
- Comment prévoir l'effet des interventions envisagées ?

Pour atteindre cet objectif, trois étapes doivent être enchaînées :

- une modélisation mécanique de l'évolution du gonflement au cours du temps à l'échelle du matériau,
- un calibrage du modèle pour le béton structural,
- un recalcul complet, tant temporel que spatial, de la structure avec les modèles calibrés à l'étape précédente.

La méthode décrite dans cette annexe a jusqu'ici été développée et validée pour les bétons atteints d'alcali-réaction. Elle devrait pouvoir être prochainement étendue aux bétons atteints de réaction sulfatique interne sous réserve d'adapter la modélisation du gonflement (*cf.* ci-dessous).



Fig 1 – Dégradations dues à l'alcali-réaction.

2 • MODÉLISATION

◆ 2.1 Modèles mécaniques

D'une manière générale, l'évolution du gonflement libre d'un béton atteint d'alcali-réaction suit une courbe en « S », telle qu'elle apparaît sur la figure 2 [14].

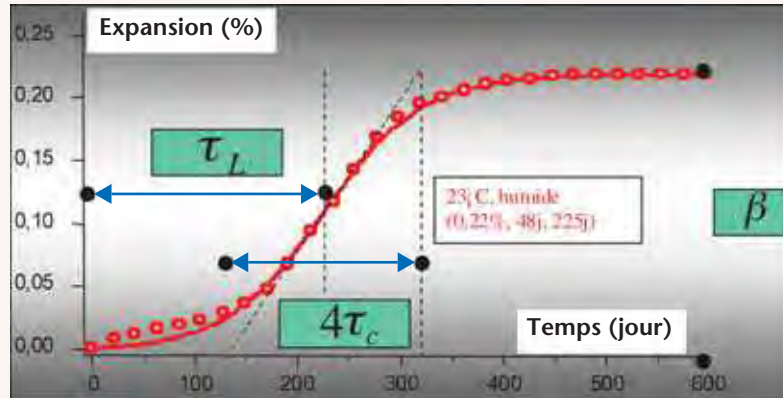


Fig. 2 – Expansion observée en laboratoire [14].

Le gonflement s’amorce relativement lentement au départ, puis s’accélère jusqu’à atteindre un palier. Cette courbe, différente d’un béton à l’autre, est caractérisée, d’après une modélisation chimico-mécanique, par trois paramètres : (β, τ_c, τ_L) .

β : amplitude maximale de gonflement,

τ_c : temps caractéristique,

τ_L : temps de latence.

Ces paramètres dépendent des conditions ambiantes de température et d’humidité.

Dans les modèles relatifs aux problèmes d’alcali-réaction on est amené à considérer des valeurs dites de référence de ces paramètres, notées $(\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0)$, qui correspondent à leur valeur à une température θ_{res} de 38 °C et à une humidité h_{res} de 100 % (conditions des essais accélérés standard).

◆ 2.2 Informations in situ

Trois sources d’information au minimum sont nécessaires pour caractériser le déroulement du gonflement interne : le suivi du gonflement structurel *in situ*, le suivi de l’expansion résiduelle des carottes extraites de l’ouvrage (de préférence à cœur) et les conditions environnementales (température et humidité) dans lesquelles se trouve la structure étudiée (fig. 3).

– [I] **Suivi du gonflement structurel** : il s’agit des mesures de l’indice de fissuration (méthode LPC n° 47) et de distancemétrie précédemment évoquées. On les représente par $d_s(t)$, pour une période $[t_0^s, t_1^s]$ allant de la première mesure structurelle à la date actuelle.

– [II] **Essai d’expansion résiduelle** : sont prises en compte les mesures d’expansion $\varepsilon_c(t)$ des carottes extraites de la structure, suivies pendant une période normalisée $[t_0^c, t_1^c]$ et aux conditions thermiques et hydriques recommandées (θ_{res}, h_{res}) (méthode LPC n° 44). Cet essai donne localement des indications sur le déroulement du gonflement interne au niveau du matériau de la structure.

– [III] **Conditions environnementales** : il s’agit de préciser les conditions ambiantes de température θ_s et d’humidité h_s auxquelles est soumise la structure. L’objectif est de reconstituer l’histoire thermique et hydrique complète $\theta_s(x, t), h_s(x, t)$, ces champs étant

définis sur un domaine Ω représentant l'ouvrage étudié. Sont donc concernées les conditions météorologiques ambiantes de la structure ainsi que les sources locales (thermiques et hydriques) auxquelles elle peut être exposée (arrivée d'eau, par exemple) et les conditions initiales internes régnant dans le béton.

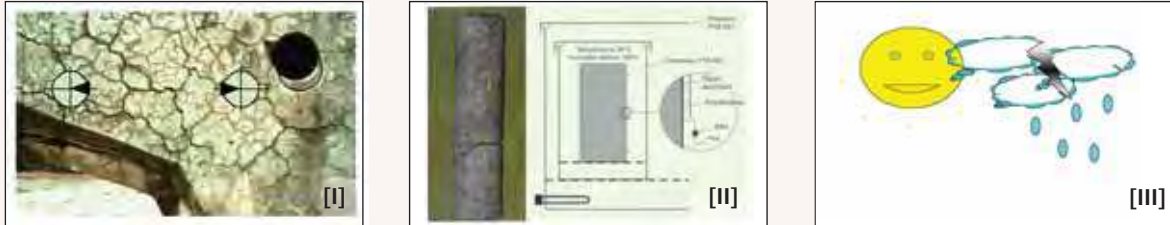


Fig. 3 – Les trois sources d'information sur la structure dégradée.

◆ 2.3 Analyse des informations

Au niveau de la structure, les sources [I] et [III] regroupent les informations suivantes :

$$\begin{cases} d_s(t) & t_0^s \leq t \leq t_1^s \\ \theta_s(x, t), h_s(x, t) & 0 \leq t, (x \in \Omega) \end{cases} \quad (1)$$

La vie d'une éprouvette représentative extraite de la structure se compose de deux périodes : la partie *in situ*, $0 \leq t < t_0^c$, du coulage de la structure jusqu'à son extraction, pendant laquelle on ignore en général l'histoire de son gonflement ; et la partie en laboratoire, pour $t_0^c \leq t \leq t_1^c$, durant laquelle son expansion $\varepsilon_{res}(t)$ est mesurée à partir de $\varepsilon_c(t = t_0^c)$ (valeur du gonflement au début de l'essai, *a priori* inconnue).

Les informations [II] et [III] permettent de reconstituer la totalité de l'histoire thermique et hydrique de la carotte. On résume ces données par les deux fonctions :

$$\theta_c(t), h_c(t) = \begin{cases} \theta_s(x_c, t), h_s(x_c, t) & 0 \leq t \leq t_0^c \\ \theta_{res}, h_{es} & t_0^c \leq t \leq t_1^c \end{cases} \quad (2)$$

avec x_c la position du carottage. Néanmoins l'histoire du gonflement n'est que partiellement connue :

$$\varepsilon_c(t) = \begin{cases} \text{inconnue} & 0 \leq t < t_0^c \\ \varepsilon_c(t_0^c) + \varepsilon_{res}(t) & t_0^c \leq t \leq t_1^c \end{cases} \quad (3)$$

$\varepsilon_{res}(t)$ étant l'expansion résiduelle de cette éprouvette. Le terme $\varepsilon_c(t_0^c)$ correspond à l'expansion déjà acquise par cette éprouvette à l'instant du carottage t_0^c .

3 • CALIBRAGE DES MODÈLES

◆ 3.1 Critère de calibrage

Les équations (1) à (3) sont les informations utilisées pour déterminer $(\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0)$ pour le béton de la structure étudiée. La difficulté de ce calibrage réside dans le fait que ni l'expansion résiduelle de l'éprouvette ni le suivi structurel ne fournissent les valeurs initiales $\varepsilon_c(t_0^c), d_s(t_0^c)$. On propose ici un algorithme simple pour ce calibrage. Il se décompose en deux étapes : l'étape du matériau et l'étape de la structure.

◆ 3.2 Algorithme de calibrage

■ Étape du matériau

À partir des conditions environnementales appliquées à la structure, un calcul de diffusion thermo-hydrrique (réalisé, par exemple, à l'aide d'un logiciel d'éléments finis) permet de reconstituer l'histoire de la température et de l'humidité de l'éprouvette, $\theta_c(t)$, $h_c(t)$ de l'équation (2). On cherche alors un groupe de paramètres $[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]$ avec un $\varepsilon_c^0 (= \varepsilon_c(t_0^c))$ arbitraire à l'aide d'une méthode de type moindres carrés, de telle sorte que l'expansion calculée puisse approcher la déformation mesurée $\varepsilon_c^0 + \varepsilon_{res}(t)$ pendant $[t_0^c, t_1^c]$ avec une précision déterminée *a priori*. Cette procédure est répétée pour une série de $\varepsilon_c^{0,(k)}$, ($k = 1 \dots n$) afin d'obtenir un ensemble de triplets $[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]^{(k)}$, $k = 1 \dots n$ où n est le nombre de jeux de paramètres testés. Le choix de n , en général de l'ordre de 10, permet de retenir suffisamment d'ensembles $[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]^{(k)}$, $\varepsilon_c^{0,(k)}$ pour dégager par la suite un calibrage du modèle satisfaisant sans multiplier de façon exagérée le nombre de calculs à effectuer.

Lorsqu'on dispose de plusieurs éprouvettes d'expansion résiduelle, cette procédure est répétée, le triplet retenu à l'étape ultérieure pouvant notamment tenir compte de la confiance plus ou moins grande qu'on peut attribuer à la connaissance des conditions thermiques et hydriques initiales, suivant les prélèvements. À ce titre, le prélèvement d'éprouvettes au moins situées à plus de cinq centimètres de la surface est à conseiller (moindre influence des fluctuations saisonnières).

■ Étape de la structure

Pour chaque ensemble $[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]^{(k)}$, $\varepsilon_c^{0,(k)}$, on effectue un calcul de la structure. Des résultats de ce calcul, on extrait la fonction $d_s^{cal,(k)}(t)$ qui correspond au suivi structurel mesuré (fonction $d_s(t)$ de l'étape (1)). On sélectionne alors le groupe numéro \hat{k} qui conduit à une fonction $d_s^{cal,(\hat{k})}(t)$ la plus proche possible des valeurs connues de $d_s(t)$. C'est ce groupe là qui sera utilisé dans le modèle de gonflement par la suite :

$$[[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]^{(\hat{k})}, \varepsilon_c^{0,(\hat{k})}] \text{ tel que } d_s^{cal,(\hat{k})}(t) \approx d_s(t) \quad (4)$$

◆ 3.3 Une méthode de diagnostic – pronostic

Une fois calibré, le modèle peut être utilisé pour une évaluation complète de l'état mécanique de la structure affectée à l'aide d'un programme de calcul par éléments finis¹. En fait, il s'agit de faire un calcul de structure avec les paramètres trouvés lors de la phase de calibrage, en y introduisant l'histoire des sollicitations thermo-hydrriques $\theta_s(x, t)$, $h_s(x, t)$ subies par l'ouvrage, en tenant compte des chargements mécaniques. Les résultats numériques fournissent alors l'évolution de l'état mécanique (contraintes, déformations, etc.) pour le passé, le présent et le futur. Un même calcul permet donc de faire un diagnostic et un pronostic. Il est également possible de valider l'effet mécanique de différentes techniques de réparation. Cette méthode est schématisée par la figure 4.

1. La modélisation chimico-mécanique est programmée à titre expérimental dans la version expert du logiciel d'éléments finis CÉSAR-LCPC du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

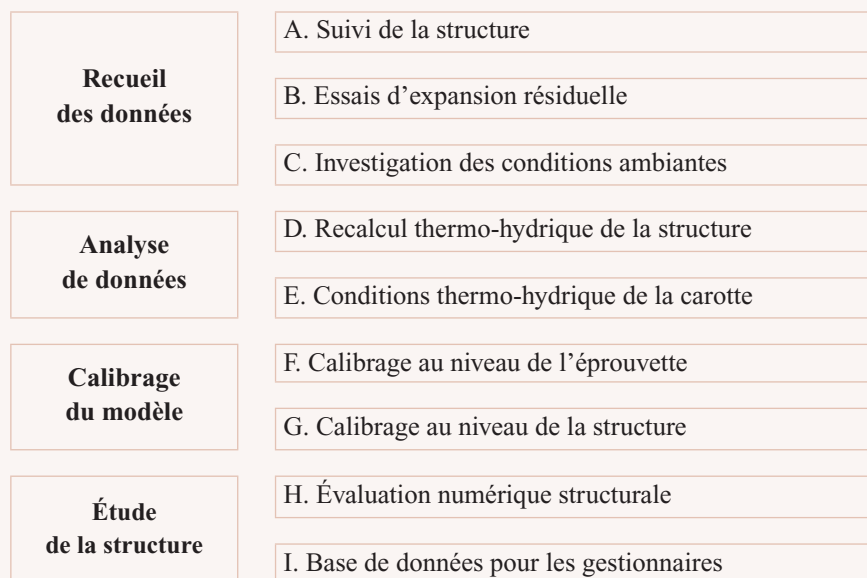


Fig. 4 – Méthode de recalcul structurel.

4 • EXEMPLE : PILE EN BÉTON ARMÉ

Est présenté ici à titre d'exemple, le cas d'un pont² construit entre 1976 et 1979 dans un environnement équatorial. La structure se compose de trois travées isostatiques en béton précontraint et de trois travées continues en métal avec une pile intermédiaire en béton armé servant de point fixe pour le tablier. Cette pile est implantée dans une rivière dont le niveau d'eau évolue avec les saisons. Depuis 1992, une fissuration étendue importante est observée sur cette pile avec une classification des dégradations allant de « *très dégradée* » pour la base à « *légèrement affectée* » pour la tête de pile. L'alcali-réaction est la cause de ces désordres. Le recalcul de l'ouvrage vise à déterminer par la méthode précédemment exposée l'état structurel de la pile, puis à valider une réparation qui a été envisagée pour celle-ci.

◆ 4.1 Informations recueillies

- **Suivi structurel** : l'indice de fissuration a été relevé en juillet 1995 (fig. 5),

$$IF|_{t=1995, \text{ juillet}} = 4,87 \text{ (mm/m)} \quad (5)$$

- **Expansion résiduelle** : une éprouvette représentative a été carottée en octobre 1992 à une profondeur de 40 cm dans la base de la pile. Son expansion résiduelle a été mesurée pendant une durée de 150 jours, cf. figure 6.

2. Cet ouvrage n'est utilisé qu'à titre d'exemple ; l'objectif de ce calcul est uniquement scientifique et n'est pas censé juger de la sécurité de l'ouvrage.

– **Conditions thermo-hydriques** : aucune source thermique localisée n’ayant été décelée, une distribution de température uniforme, constante (égale à la valeur moyenne annuelle), a été appliquée à l’ensemble de la structure :

$$\theta_s(x, t) = 25 \text{ °C} \quad (6)$$

Par contre, la pile est régulièrement mise en contact avec l’eau, selon les variations saisonnières du niveau du fleuve. La sollicitation hydrique est donc produite par l’humidité environnementale (90 %), le cours d’eau (100 %) et l’humidité initiale du matériau (80 %). La diffusion de l’eau au sein du béton a été calculée³ avec les conditions aux limites suivantes :

$$\bar{h}(x, t) = \begin{cases} 90 & x \in \text{Surf. atmosphérique} \\ h_{\text{saison}}(t) & x \in \text{Surf. saisonnière} \end{cases}$$

avec $h_s(x, t = 0) = 80 \%$ (7)



Fig. 5 – Vue de la pile.

et l’histoire thermo-hydrique de l’éprouvette est constituée par l’équation (6) et le résultat du calcul de diffusion hydrique (voir figure 6).

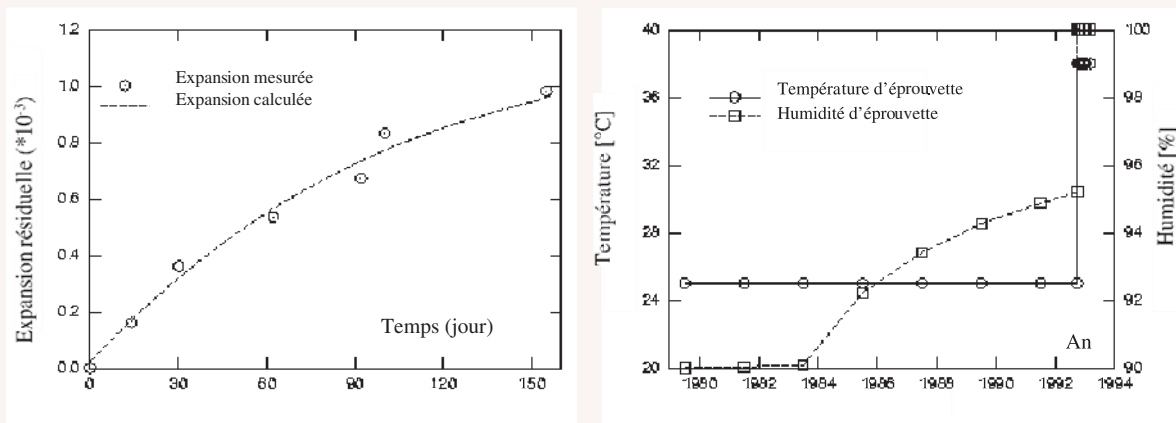


Fig. 6 – Expansion résiduelle de l’éprouvette et reconstitution de son histoire thermo-hydrique.

◆ 4.2 Calibrage des modèles

À l’ « étape du matériau », un ensemble de groupes de paramètres a été déterminé en choisissant différentes valeurs de $\varepsilon_c^{0, (k)}$, puis en calculant les valeurs de $[\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0]^{(k)}$ qui ajustaient le mieux la courbe de gonflement (voir l’exemple sur la figure 6). À l’ « étape de la structure », un calcul a été effectué avec chaque groupe pour retrouver l’évolution de l’indice de fissuration en fonction de $\theta_s(x, t)$, $h_s(x, t)$. La figure 7 illustre cette étape de calcul et permet de choisir le groupe optimal :

$$\beta_0 = 0,47 \%, \tau_c^0 = 78 \text{ jours}, \tau_L^0 = 206 \text{ jours.} \quad (8)$$

3. À l’aide du module DTNL (Diffusion Transitoire Non Linéaire) de CESAR-LCPC.

avec le gonflement initial $\varepsilon_c^0 (t = 1992) = 0,185 \%$, ce qui signifie que le gonflement chimique a atteint 40 à 45 % de sa valeur maximale à l'instant du carottage pour ce qui concerne la zone de prélèvement.

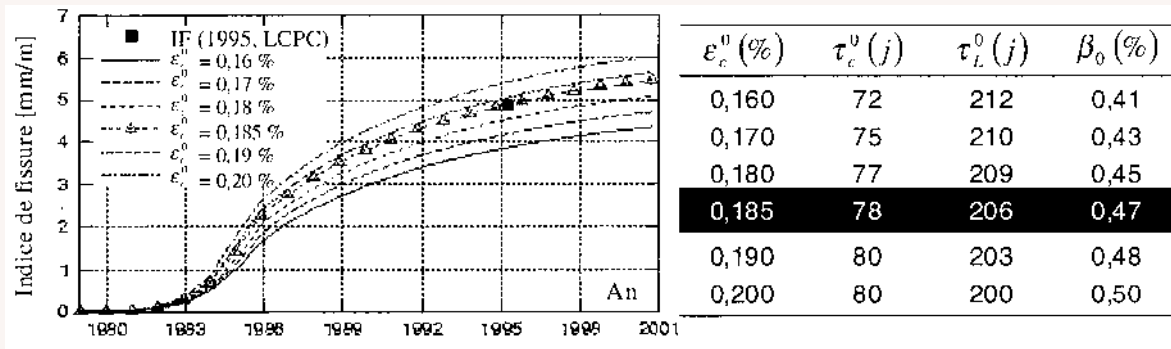


Fig. 7 – Calibrage du modèle au niveau de la structure.

◆ 4.3 Évaluation de l'état de la pile en béton armé

Le recalcul de la pile est effectué à l'aide du logiciel CESAR-LCPC en prenant en compte les actions suivantes : son poids propre, les charges de service transmises par la structure du pont (force de freinage, force verticale) et le gonflement interne. La pression hydraulique sur les surfaces immergées est négligée. L'instant initial du calcul se situe à la fin de la construction ($t = 1979$). Deux groupes de résultats sont présentés ci-après :

En 1995, la figure 8 montre l'existence de deux formes de dégradations dans la pile : une dégradation importante de délamination des surfaces immergées et une dégradation d'« élongation » verticale de la pile. En fait, l'indice de fissuration est une mesure de cette seconde dégradation. Cette image de dégradation est confirmée par les carottages effectués à la même époque. L'état mécanique de trois carottes prélevées à trois hauteurs différentes correspond bien aux déformations irréversibles calculées.

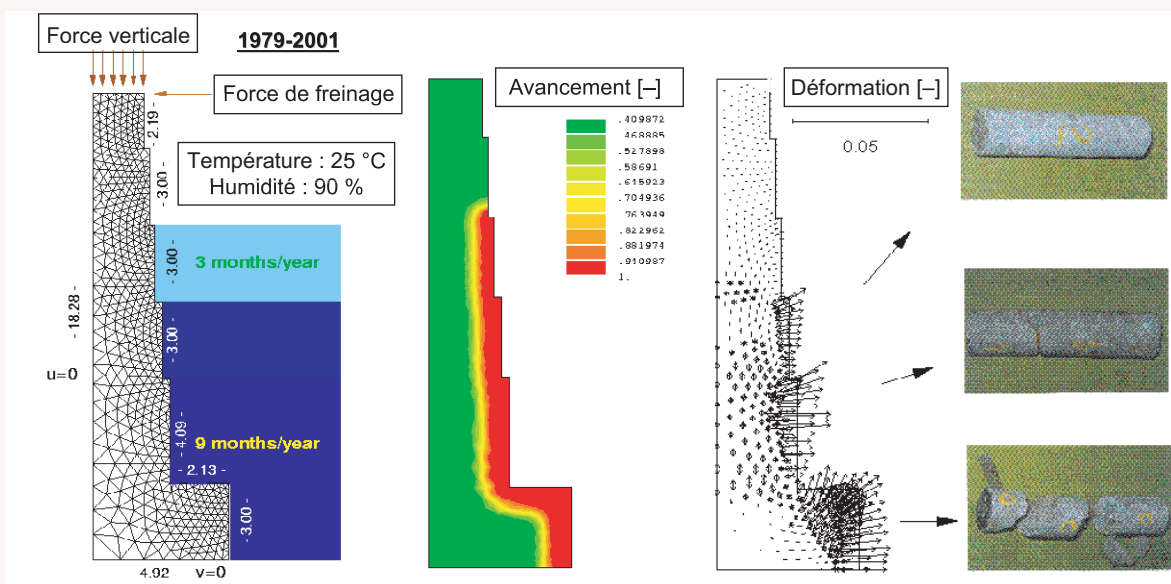


Fig. 8 – Avancement de la réaction et état mécanique de dégradation (1995).

En 2001, par rapport à la figure 8, le gonflement interne atteint, six ans après, un avancement $\xi = 40 - 60 \%$ pour les zones non immergées tandis que le gonflement approche de sa valeur maximale, $\xi \cong 1$, pour les zones immergées. Quant à la dégradation structurelle, la délamination a une tendance à se stabiliser tandis que l'élongation de la pile continue en permanence.

◆ 4.4 Justification d'un éventuel renforcement par précontrainte

Afin de limiter la poursuite du gonflement, un projet de renforcement a été proposé. Il consiste à introduire des câbles de précontrainte autour de la pile, à appliquer une nouvelle couche de béton par dessus et à intercaler une couche élastique entre les deux bétons, afin de laisser l'espace nécessaire pour la poursuite du gonflement de la pile initiale, cf. figure 9. Pour justifier cette proposition à l'horizon d'une période de 5 ans, un nouveau calcul a été fait à partir de l'instant $t = 2001$ en prenant en compte $\theta_s(x, t)$, $h_s(x, t)$, $t \in [2001, 2005]$, le poids propre du nouveau béton, les forces de précontrainte appliquées et la poursuite du gonflement interne.

La figure 9 montre l'avancement du gonflement interne à la fin de cette période. Malgré un effet d'isolation de l'eau extérieure par la nouvelle couche de béton, le gonflement continue au sein de la pile existante, atteignant 70-80 % du gonflement maximal dans les zones non immergées. La pile existante poursuit son gonflement tandis que le nouveau béton reste non réactif, ce qui introduit un gradient de déformation entre les deux parties malgré l'application de la précontrainte. La figure 9 montre que la pile existante continue à s'allonger selon la direction verticale, imposant une traction dans le nouveau béton, et induisant des contraintes de l'ordre de 2 à 4 MPa, susceptibles d'entraîner des désordres dans le nouveau béton.

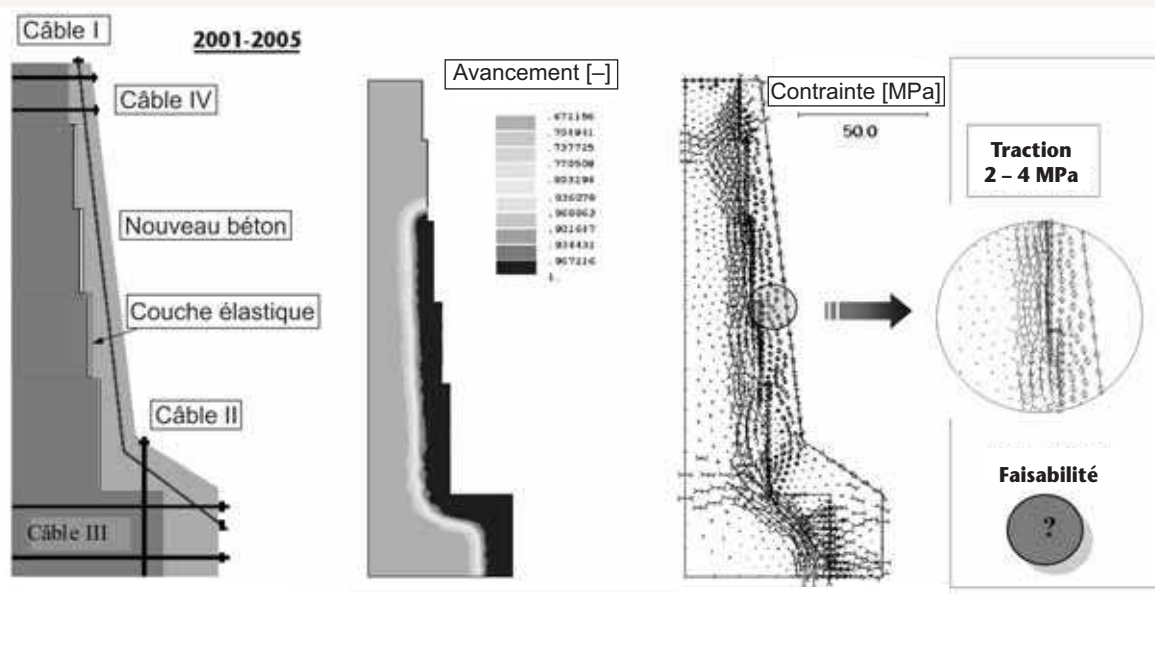


Fig. 9 – Renforcement par précontrainte et ses effets mécaniques.

La problématique du traitement des ouvrages

Il n'existe pas actuellement de méthodologie de traitement qui soit suffisamment efficace pour réparer durablement les ouvrages atteints de réaction de gonflement interne du béton, voire même pour arrêter l'évolution des désordres. Tant que les ingrédients nécessaires au développement et à la poursuite de la réaction chimique sont présents en quantité suffisante au cœur des ouvrages, il apparaît en effet assez illusoire d'arrêter ce type de réactions qui développent des efforts de gonflement considérables par rapport aux efforts mécaniques mis en jeu par des actions plus courantes.

En matière d'alcali-réaction, les deux solutions de traitement qui pourraient être envisagées pour agir directement au niveau des ingrédients de la réaction sont le séchage des ouvrages (action sur l'eau libre interne contenue dans le béton, qui est généralement en quantité suffisante pour amorcer et alimenter la réaction) et la carbonatation du béton (action sur la chaux qui, en devenant carbonatée, disparaît en tant que réactif nécessaire au gonflement) ; malheureusement, même si ces deux solutions semblent réalistes, leur mise en œuvre butent sur des obstacles techniques et économiques.

Nous allons néanmoins passer en revue les méthodes de traitement qui ont été utilisées jusqu'à présent pour tenter de soigner les ouvrages atteints d'alcali-réaction, sur la base de quelques exemples existant en France ou à l'étranger. Nous concluons pour chacune d'entre elles sur leurs limites et leur efficacité.

Les jugements ainsi portés sont probablement extrapolables au cas des ouvrages atteints de réaction sulfatique interne, même si dans ce domaine les expériences de traitement sont encore extrêmement rares.

1 • INJECTION DES FISSURES

Les premières tentatives de traitement des structures affectées par l'alcali-réaction ont consisté à injecter les fissures, généralement à l'aide de résines époxydes. Que ces tentatives aient eu lieu en France ou à l'étranger, elles se sont presque toutes soldées par des échecs, soit que les fissures se soient réouvertes (fig. 1), soit que de nouvelles fissures



Fig. 1 – Réouverture d'une fissure sur un ouvrage situé en Afrique équatoriale.



Fig. 2 – Fissure réapparaissant dans une zone injectée.

soient apparues à proximité des fissures injectées (fig. 2). On comprend en effet que si la résine empêche l'entrée d'eau dans les fissures, elle ne protège nullement le reste des parements vis-à-vis de la pénétration d'eau ou d'humidité.

En France, le premier ouvrage à avoir fait l'objet d'une injection de fissures est un pont suspendu. Les pylônes en béton armé de cet ouvrage qui ont été reconstruits à la fin des années 40 (suite à leur démolition par fait de guerre), ont été réparés en 1982 sans que l'on sache alors exactement l'origine de la fissuration verticale qui affectait les jambes de ces pylônes. La réparation avait consisté en un ragréage des quelques zones de béton dégradé, une injection par résine époxydique des fissures les plus ouvertes, puis une mise en peinture complète des pylônes à l'aide de trois couches d'époxy-polyuréthane.

En 1988, une nouvelle inspection détaillée est réalisée et il est alors constaté une réapparition des fissures et une aggravation générale de la fissuration (fig. 3). Les montants des pylônes présentent de nombreuses fissures verticales dont l'ouverture est comprise entre 0,1 et 0,4 mm, certaines d'entre elles atteignant localement une ouverture de 2 mm. Les entretoises des pylônes présentent des fissures plus nombreuses qui forment un maillage et atteignent parfois 2 mm d'ouverture. Mais surtout, les cachetages des fissures injectées en 1982 sont pour la plupart fissurés (fig. 4). En 1990, des expertises sont réalisées sur des carottes prélevées dans les pylônes et concluent sur la présence de gels d'alcali-réaction. Ces gels, présents en quantité modérée dans un béton âgé de 30 ans, sont le produit d'une alcali-réaction à cinétique lente, cela étant confirmé par l'apparition tardive des premières fissures au bout d'une vingtaine d'années.

Ce cas illustre donc l'échec d'une réparation d'un ouvrage atteint d'alcali-réaction par injection des fissures avec une résine époxydique rigide accompagnée d'une mise en peinture. Dans le cas présent, le terme « échec » demande probablement à être relativisé ; en effet, si l'injection est un échec vis-à-vis de l'arrêt des gonflements, elle peut néanmoins représenter un succès vis-à-vis de l'évolution des désordres qui aurait pu être pire si aucune injection de fissures n'avait été effectuée.



Fig. 3 – Pont suspendu : fissuration verticale d'une jambe de pylône.



Fig. 4 – Pont suspendu : réapparition d'une fissure d'alcali-réaction injectée et cachetée quelques années auparavant.

Cet exemple n'est malheureusement pas isolé, car la littérature présente de nombreux cas d'ouvrages dont les fissures ont été injectées ou simplement pontées, et dont les désordres ont continué à évoluer par la suite.

En conclusion, l'injection ou le pontage des fissures sont des remèdes inopérants qui n'ont aucune incidence sur les réactions en jeu, et qui n'apportent pas d'amélioration sensible de la résistance du béton au développement de la fissuration. Ces techniques empêchent simplement l'eau de pénétrer à l'intérieur des fissures à condition que le produit injecté ou utilisé en pontage soit suffisamment souple pour suivre l'ouverture future des fissures.

2 • APPLICATION D'UNE PEINTURE

L'application de peinture sur les ouvrages de génie civil en béton constitue le moyen le plus simple de mettre en œuvre des revêtements. L'épaisseur totale du système de peinture est assez faible (au maximum 200 à 300 microns), et leur efficacité pour lutter contre les effets de l'alcali-réaction est quasiment nulle dans la mesure où le système est perméable à la vapeur d'eau et relativement perméable à l'eau. Si le cas du pont suspendu cité précédemment (avec sa mise en peinture des pylônes) représente l'illustration d'un échec en France, à l'étranger cette inefficacité a été maintes fois démontrée ; c'est ainsi que dans un pays voisin comme la Belgique, la politique de mise en peinture des ponts pratiquée dès la construction n'a pas empêché l'apparition de désordres dus à l'alcali-réaction sur plusieurs piles de ponts (fig. 5).

En conclusion, l'application d'une peinture est une solution qui n'a qu'une très faible efficacité.



Fig. 5 – Fissuration d’une pile de pont revêtue d’une peinture et décollement de la peinture.

3 • MISE EN ŒUVRE DE REVÊTEMENTS D’ÉTANCHÉITÉ

L’application d’un revêtement d’étanchéité ayant généralement une épaisseur importante (quelques millimètres) constitue une autre voie de protection. Jusqu’à présent, et faute de solution éprouvée de réparation, seulement un pont a été traité de cette façon en France, à titre expérimental en 1990. Il s’agit d’un pont-dalle en béton armé qui passe au-dessus de l’autoroute A4, qui a été complètement déshabillé puis totalement enveloppé par un revêtement étanche : une chape classique d’étanchéité en extrados, et un revêtement à base de liant hydraulique modifié (mélange de ciment et de résine acrylique) en intrados [L]. Les déformations globales de ce pont sont suivies pour vérifier l’efficacité du traitement. Dix ans après ce traitement, le revêtement d’intrados apparaît globalement en bon état, même si quelques petites fissures sont réapparues au niveau des encorbellements, et les déformations d’ensemble sont restées stables.

Cette opération n’est pas entièrement originale dans la mesure où un grand réservoir d’eau potable a déjà été traité de cette façon. Par ailleurs, un certain nombre d’autres ouvrages ont fait l’objet d’un traitement partiel ; on peut citer :

- un passage inférieur en portique situé sous l’autoroute A 26 près de Béthune ; en 1997, cet ouvrage a fait l’objet d’une substitution des remblais connexes constitués de schistes houillers contenant des sulfates ainsi que d’un traitement des deux faces des piédroits avec deux types de produit d’étanchéité : un revêtement à base de liant hydraulique modifié et une résine élastique styrène-butadiène entoïlée. Le suivi ne montre pas d’évolution notable des parties traitées ;

- un passage supérieur sur l’autoroute A 22 à Tourcoing ; en 1997, trois revêtements d’étanchéité ont été appliqués, à titre expérimental, sur le parement de l’un des piédroits : deux revêtements à base de liant hydraulique modifié par des résines dont l’un était entoïlé, et un revêtement souple entoïlé à base de résine styrène butadiène (voir fig. 6). Cinq années

plus tard, le suivi révèle l'apparition de décollements localisés du revêtement à base de liant hydraulique modifié non entoilé et d'une fissuration légère du revêtement à base de liant hydraulique modifié entoilé, et aucun défaut visible du styrène butadiène entoilé ;

– un passage inférieur de l'autoroute A 27 près de Lille ; l'intrados d'un des deux tabliers vient d'être traité par l'application d'un revêtement souple. Un suivi dimensionnel des deux tabliers est prévu.

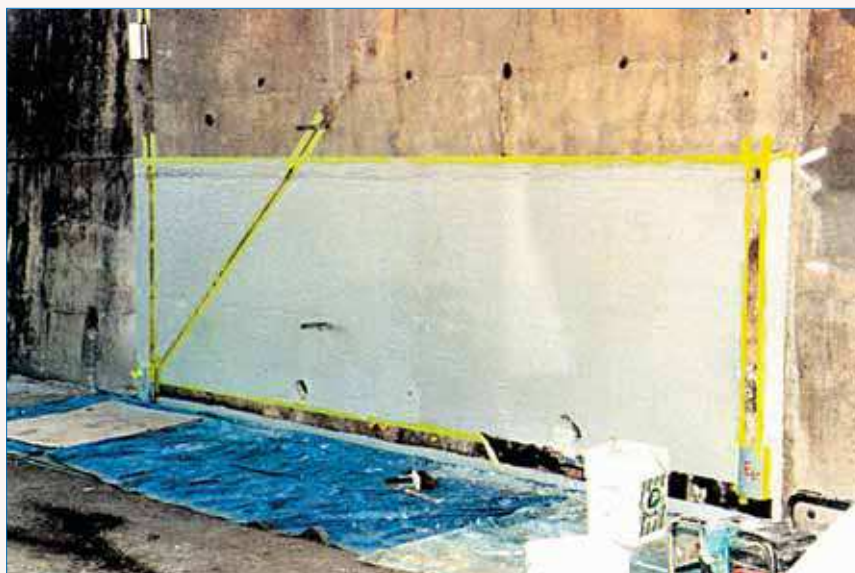


Fig. 6 – Traitement expérimental d'un PS sur l'autoroute A 22 à Tourcoing.

Un élément essentiel du choix des revêtements est leur capacité à suivre les gonflements supplémentaires des ouvrages, ainsi que leur caractéristique à avoir une élasticité suffisante au droit des fissures pour pouvoir suivre leurs ouvertures complémentaires éventuelles. La mise en place d'un revêtement étanche peut apporter un résultat positif à condition de faire appel à des systèmes suffisamment étanches (y compris à la vapeur d'eau), qui soient installés correctement et dans de bonnes conditions climatiques (période sèche).

En conclusion, l'application d'un revêtement d'étanchéité ayant une épaisseur suffisante permet d'agir sur la réaction en essayant de réduire la pénétration de l'eau dans la structure. C'est une solution provisoire permettant de prolonger la durée de vie des ouvrages.

4 • MISE EN ŒUVRE D'ARMATURES PASSIVES OU ACTIVES DE RENFORT

Des méthodes de traitement de nature mécanique existent ; il est ainsi possible d'enserrer, de cercler, ou d'insérer des armatures qui sont appelées actives ou passives selon qu'elles sont ou ne sont pas tendues à la mise en œuvre. Ces armatures sont essentiellement en acier, mais l'on peut effectuer des renforcements passifs avec des matériaux composites.

Il est donc possible de renforcer une structure en fixant sur ses parements des aciers de renfort et en enrobant ces derniers de béton projeté. Sous l'effet du gonflement de la structure qui se poursuit, le béton projeté armé se fissure et les armatures de renfort reprennent une partie des surtensions engendrées par l'expansion du béton (fig. 7) ; elles soulagent ainsi les armatures incluses dans la structure d'origine. Ce type de renforcement passif a déjà été mis en œuvre sur quelques ouvrages, notamment sur un des massifs de fondation des mats supportant la toiture d'un stade dans le nord de la France. Ce massif a été renforcé en 1995 par des barres de 30 mm de diamètre enrobées dans du béton projeté. Six ans après, quelques minces fissures (0,2 mm maximum) réapparaissent à travers le béton projeté, ce qui était attendu, mais aucun désordre préoccupant ne se manifeste.



Il est aussi possible de renforcer les ouvrages par addition de précontrainte comme cela a déjà été fait en Grande-Bretagne pour des appuis de ponts et au Canada pour renforcer un massif de fondation d'un pylône électrique. En France, un exemple de renforcement actif par mise en œuvre de tirants nous est fourni par le barrage de Temple-sur-Lot dont les piles ont reçu un voile d'étanchéité périphérique à base de résine polyuréthane, puis ont été épinglées de façon multidirectionnelle par des barres HA de 25 mm de diamètre scellées dans la fondation et protégées par un coulis de ciment sur toute leur hauteur. Une légère mise en tension des barres (1 à 2 tonnes) a été effectuée de manière à introduire dans les piles une légère précontrainte tridimensionnelle [M]. Par la suite, un épinglage identique des avant-becs et arrière-becs a également été mis en œuvre. Depuis la réalisation de ces opérations qui se sont échelonnées de 1983 à 1988, il semble que l'évolution de la fissuration ait été stoppée pendant une bonne dizaine d'années, et que celle-ci ait repris depuis deux ou trois ans.

L'expérience de laboratoire et du terrain montre que, dans une structure précontrainte, l'expansion du béton (et donc sa fissuration) se fait préférentiellement selon les directions les moins précontraintes. Il est donc recommandé de mettre en œuvre une précontrainte

tridimensionnelle dont l'objectif est d'essayer de confiner la réaction. Compte tenu des efforts considérables générés par l'alcali-réaction, il semble qu'il soit nécessaire d'appliquer des contraintes qui se situent dans une fourchette de 3 à 10 MPa, avec une valeur raisonnable de précontrainte que l'on peut estimer aux alentours de 5 MPa [N].

L'expérience montre aussi que, si le gonflement du béton se poursuit, la présence d'armatures passives ou actives de renfort engendre une précontrainte additionnelle de ce béton en raison des allongements supplémentaires subis par les armatures métalliques qui sont obligées de suivre le gonflement du béton. Il est cependant déconseillé de prendre en compte dans le dimensionnement du renforcement cette précontrainte qui peut être considérée comme artificielle.

En conclusion, le « blocage » mécanique n'a aucun effet selon les directions non traitées ; il a une efficacité à court terme qui est non systématique, et une efficacité à long terme qui est non démontrée. Si un « blocage » est envisagé comme traitement, alors un blocage actif tridimensionnel est recommandé.

5 • LIBÉRATION DES CONTRAINTES

Un autre type de traitement actif consiste à libérer les contraintes en sciant tout ou partie de la structure. Cette opération, déjà pratiquée avec succès par les Canadiens sur le barrage de Beauharnois dans la province de Québec dans les années 1980, a aussi été réalisée par EDF en France sur le barrage du Chambon où une libération des contraintes dans le haut du barrage s'imposait afin de diminuer l'effet d'arc-boutement du barrage sur les rives. Huit saignées verticales ont été effectuées au moyen d'un fil diamanté de 11 mm de diamètre. Espacées d'une trentaine de mètres, elles ont été pratiquées sur une hauteur variable de 20 à 30 m en dessous de la crête. Ces saignées ont eu lieu de 1995 à 1997, deux des premières saignées réalisées ayant dû être sciées de nouveau en raison de leur fermeture. Depuis, ce barrage poids a retrouvé son fonctionnement d'origine par plots indépendants juxtaposés, et non plus en voûte (fig. 8).



Fig. 8 – Réalisation d'une saignée par sciage à l'aide d'un fil diamanté.

L'opération a été complétée par l'installation sur le parement amont, sur une hauteur de 40 m, d'une membrane en PVC doublée d'une surface drainante afin d'éliminer les sous-pressions dans les fissures horizontales existant dans cette zone.

En conclusion, la libération des contraintes présente une efficacité à court terme, mais elle nécessite souvent de reconduire l'opération dans la mesure où elle ne s'oppose pas à la poursuite de la réaction. Elle reste donc une solution applicable dans des cas bien particuliers, comme les ouvrages en béton non armé.

6 • REMPLACEMENT DES OUVRAGES

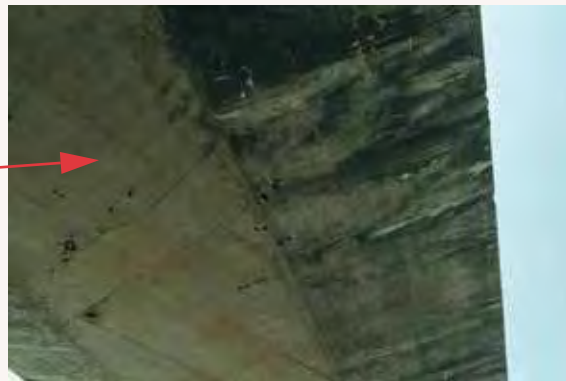
Jusqu'à présent, au moins huit ponts et passerelles ont été détruits et reconstruits en France. La décision de remplacement de ces ouvrages a été prise dans un contexte faisant intervenir simultanément des critères politiques, économiques et techniques. Sur un plan strictement technique, la majeure partie des ponts qui ont été détruits et qui étaient atteints uniquement de réaction de gonflement interne du béton, auraient pu être maintenus en service plus longtemps, moyennant une surveillance continue et la mise en œuvre de dispositions destinées à protéger les usagers. En effet, jusqu'à maintenant, aucune rupture fragile ou prématurée d'ouvrage n'est intervenue dans le monde, si l'on excepte le cas d'un collecteur d'eaux industrielles situé dans le sud-ouest des États-Unis. Mais il convient de noter que ce collecteur en béton armé de 91 cm de diamètre et de 13 cm d'épaisseur était soumis à des conditions d'utilisation particulièrement sévères dans la mesure où il véhiculait des effluents riches en alcalins et en sulfates, à des températures supérieures à 40 °C.

■ *Le premier pont* qui a été détruit en France est le PS 32 situé sur la bretelle de l'autoroute A4 qui se dirige vers Meaux. Ce passage supérieur, comportant trois travées, était constitué par une dalle continue en béton armé de 75 cm d'épaisseur, de 9 m de largeur, et d'une longueur totale 47,80 m. Outre la fissuration traditionnelle constatée sur les ponts-dalles atteints d'alcali-réaction, il présentait une fracture longitudinale traversante, d'une longueur de 5 m et située en milieu de travée centrale, dans l'axe du pont ; cette fracture qui était davantage ouverte en fibre supérieure, avait une ouverture qui variait entre 5 et 10 mm ; elle était accompagnée par une autre fissure longitudinale d'une longueur de 3,50 m, de 2 à 3 mm d'ouverture, et située transversalement à une quarantaine de centimètres. Deux aciers transversaux de 10 mm de diamètre appartenant à la nappe de ferrailage supérieur étaient rompus au droit de cette fracture, et leur rupture résultait de la concomitance de deux effets : un effet d'ordre mécanique provoqué par une ouverture exagérée de la fracture d'axe longitudinal ayant entraîné une surtension des aciers (striction caractéristique), et un effet d'ordre physico-chimique (corrosion localisée avec dissolution partielle). Il est aussi possible que le gel de l'eau en hiver dans la fracture ait pu amplifier les désordres. Cet ouvrage fut remplacé en 1987.

■ *Le deuxième ouvrage* qui a été démoli, en 1989, est le PS 24 situé sur l'autoroute A4, juste après le péage de Coutevroult. Il comportait quatre travées et était constitué par une dalle continue en béton armé de 77 cm d'épaisseur, de 9 m de largeur, et d'une longueur totale de 80 m. L'une des travées centrales était fortement déformée puisque sa flèche atteignait une dizaine de cm (pour une longueur de 25,50 m), et elle avait une souplesse anormalement excessive lors de sa mise en vibration sous l'effet du passage de poids lourds moyennement chargés (fig. 9).



Vue générale.



Vue de l'intrados fissuré de la travée centrale.

Fig. 9 – PS 24.

■ *Le troisième ouvrage détruit* comportait quatre travées et était constitué par un pont-caisson hyperstatique en béton précontraint à trois cellules ; il s'agissait du PI 103 permettant le franchissement de l'autoroute Lille-Gand par la Voie Rapide Urbaine de Lille, et présentait la particularité de ne pas avoir encore été mis en service lors de sa condamnation. Cet ouvrage dont les chevêtres sur culées étaient très fissurés, et qui présentait essentiellement des fissures longitudinales d'ouverture 3 à 5 dixièmes de millimètres sur toute la longueur des âmes, a été détruit en 1988 pour des raisons liées à des modifications de tracés routiers et aux problèmes d'exploitation qu'aurait posé son remplacement futur (en cas d'évolution défavorable) à l'intersection de deux autoroutes (fig. 10).

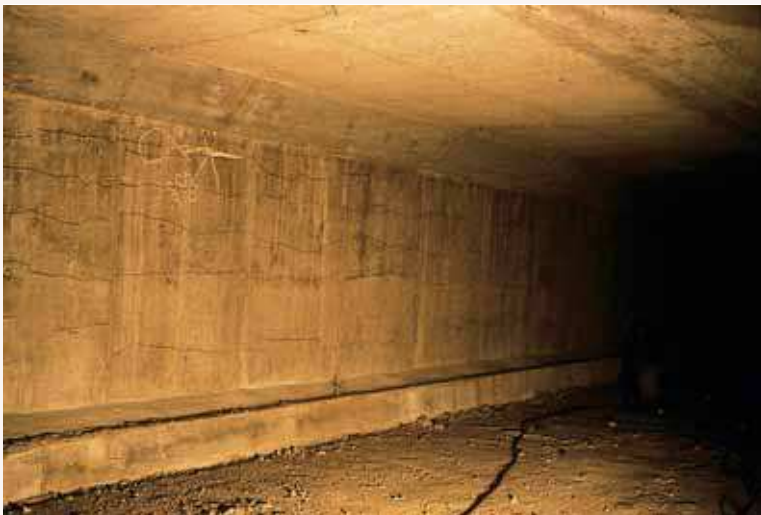


Fig. 10 – Fissuration d'une âme à l'intérieur du caisson du PI103.

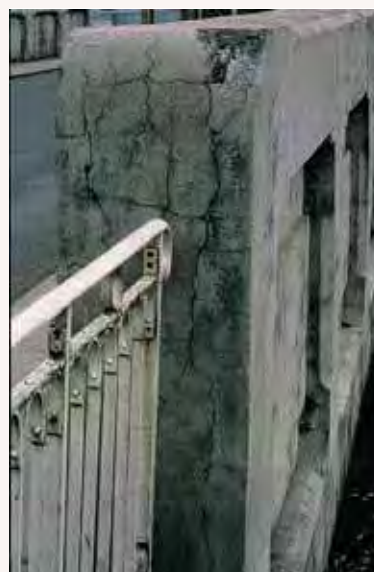
■ *Le quatrième ouvrage détruit*, le PS 18, était un passage supérieur situé sur l'autoroute A4, et semblable au PS 24. Bien que cet ouvrage soit très peu affecté par des désordres, il se retrouvait être incorporé dans un nouvel échangeur d'accès à un parc de loisirs, et cela nécessitait des modifications géométriques telles (notamment un allongement) qu'il était non économique de les mener sur un ouvrage potentiellement atteint par l'alcali-réaction.

■ *Le cinquième ouvrage détruit* est le pont de Cercy-La-Tour sur l'Aron dans la Nièvre. Cet ouvrage construit en 1911 était un pont à poutres latérales d'une longueur totale de 38 m avec deux travées continues de longueur égale, et supportait une chaussée de 5 m de large.

Les deux poutres latérales avaient une hauteur de 2,30 m, et comportaient chacune treize montants verticaux avec une âme pleine de 0,30 m d'épaisseur. Si en 1949 l'ouvrage était considéré en très bon état général, en 1993 on pouvait observer plusieurs fissures de flexion d'ouverture supérieure à 1 mm en fibre inférieure des poutres latérales, ainsi que des fissures d'effort tranchant près des appuis. La partie supérieure des âmes présentait un maillage de fissures et même par endroit des dislocations de béton. Par ailleurs, la dalle de tablier était très corrodée. Cet ouvrage, qui avait été construit avec des matériaux locaux, présentait de tels désordres provoqués à la fois par la corrosion et par l'alcali-réaction qu'il fut remplacé en 1999 (fig. 11).



Vue générale.



Détail de la fissuration de l'about d'une poutre longitudinale.

Fig. 11 – Pont de Cercy-La-Tour.

■ *Le sixième ouvrage* détruit est la passerelle piéton « G » en béton armé, qui franchit le périphérique sud de Lille. Elle présentait des fissures longitudinales très ouvertes, et surtout un risque de chute d'éléments de béton au droit de sa partie de tablier surplombant les voies très circulées du boulevard périphérique. Elle fut provisoirement recouverte en intrados par un revêtement souple armé (sorte de grillage) destiné à retenir les morceaux de béton susceptibles de se détacher de l'ouvrage, puis fut démolie en 1997 car elle était devenue de peu d'utilité, la gare de chemin de fer à laquelle elle menait ayant été fermée (fig. 12).

■ *Le septième ouvrage* détruit est encore une passerelle, mais celle-ci était située à Auxerre, sur l'Yonne. Cette passerelle, construite en 1911 et constituée par deux arcs en béton armé très surbaissés de 55 m d'ouverture et de 3,80 m de flèche, présentait des désordres très sévères dus à la corrosion. Les expertises effectuées sur le béton ont montré que des produits d'alcali-réaction étaient présents en grande quantité dans les pores du béton, sans cependant que les symptômes classiques de l'alcali-réaction ne soient visibles sur les parements, vraisemblablement en raison de la grande porosité du béton qui permettait aux gels d'alcali-réaction de faire leur libre expansion. La pathologie importante provoquée par la corrosion des aciers aboutit au remplacement de cet ouvrage en 1995 par une passerelle reconstruite à l'identique (fig. 13).



Fig. 12 – Vue générale de la passerelle

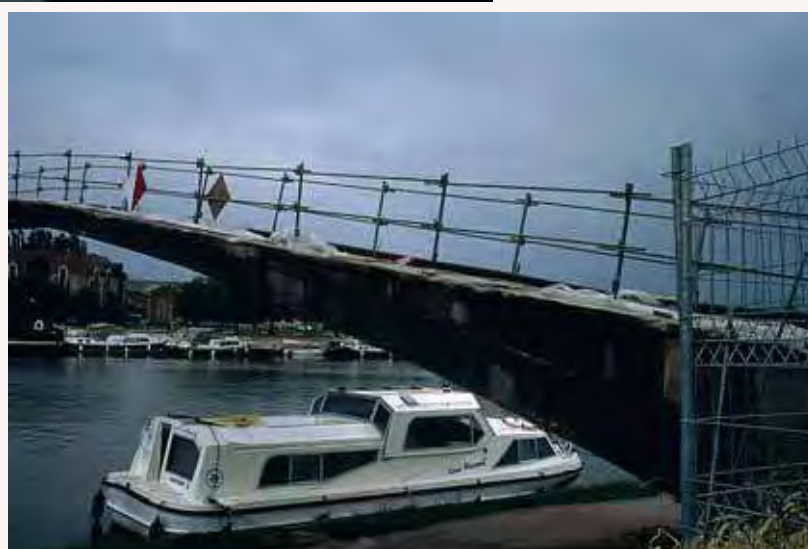


Fig. 13 – Vues générales de la passerelle d'Auxerre.

■ *Le huitième ouvrage détruit* est le pont de Nanteuil-les-Meaux. Cet ouvrage qui a été construit en 1976, franchissait la bretelle de l'autoroute A4 qui se dirige vers Meaux ; il était constitué par un portique de conception originale dans la mesure où la traverse supérieure était en béton précontraint (de 28 m de longueur et de 0,90 m d'épaisseur) et était encastrée sur deux piédroits en béton armé. Les piédroits avaient une largeur de 8,50 m, une hauteur de 7 m et une épaisseur de 1 m.

Une inspection détaillée, réalisée une dizaine d'années après la construction, a permis de constater l'existence d'une fissuration multidirectionnelle développée identiquement sur les deux piédroits : en 1987, les fissures verticales avaient une ouverture qui atteignaient 3 mm et étaient sensiblement plus ouvertes que les fissures horizontales pour lesquelles l'ouverture maximale était de 0,6 mm. Le suivi des déformations globales pendant 6 ans a montré que les piédroits gonflaient de façon linéaire à un rythme de 0,3 mm/m par an dans le sens horizontal et de 0,13 mm/m par an selon la verticale. Bien que la traverse supérieure ne soit pas atteinte de réaction de gonflement interne car fabriquée avec un béton non réactif, son encastrement sur les piédroits avait engendré des fissures longitudinales qui s'étaient initiées à l'encastrement, puis s'étaient propagées dans la traverse sur des longueurs de 5 à 10 mètres, en raison de l'expansion horizontale des piédroits.

Cet ouvrage, amené à être inclus dans un échangeur de la nouvelle rocade de Meaux, a été démoli récemment.

■ Enfin, dans le nord de la France, deux ouvrages risquant de présenter des problèmes de stabilité ont été néanmoins sauvés : il s'agit du PI 7 de l'autoroute A22 et du mur de soutènement du remblai d'accès au pont de Carihem (mur en béton armé encastré sur semelle) pour lesquels des réparations importantes ont été engagées sur la base de démolitions partielles et de reconstructions. Le premier ouvrage composé d'une dalle en béton armé très biaisé a subi une reconstitution des angles de la dalle, tandis que le second ouvrage a vu le remplacement d'un tronçon de mur.

En conclusion, la démolition puis le remplacement d'un ouvrage est une solution parfois inéluctable, mais onéreuse. Les aspects coûteux ou traumatisants de ce traitement peuvent être atténués par la réalisation d'une démolition partielle suivie d'une reconstruction.

7 • CONCLUSION GÉNÉRALE

Sur la base des exemples présentés ci-dessus et des connaissances acquises sur l'alcali-réaction, il semble que la méthode de traitement la plus appropriée dans la majorité des cas soit, en premier lieu, de rétablir les systèmes d'évacuation des eaux pluviales si ceux-ci sont défectueux et, en second lieu, de mettre en œuvre un revêtement d'étanchéité. À défaut de constituer un traitement définitif, cette méthode permet de ralentir la progression des désordres. Ce type de traitement qui vise à prolonger la durée de vie des ouvrages présente l'inconvénient de masquer la fissuration, et donc de gêner la surveillance renforcée qu'il est indispensable de mettre en œuvre pour les structures atteintes par une réaction de gonflement interne du béton. On peut cependant noter que les méthodes de suivi des déformations globales restent applicables en présence de ces revêtements.

Dans des cas plus spécifiques, on peut appliquer à titre expérimental des traitements de nature mécanique, et pour les cas les plus graves procéder à des démolitions qui peuvent être partielles ou totales.

Documents de référence

Bibliographie

DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

- [1] *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art*, Direction des Routes, **1979**, révisée **1999**.
- [2] *Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art*, LCPC, **1999**.
- [3] *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction* (recommandations provisoires de 1991, remplacées par recommandations de **1995**).
- [4] *Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton*, Méthode d'essai LPC **47**, LCPC, **1997**.
- [5] *Mode opératoire LPC : mesure de l'ouverture de fissures du béton par macrophotographie numérique* (à paraître).
- [6] *Mode opératoire LPC : distancemétrie à fil Invar* (à paraître).
- [7] *Mode opératoire LPC : distancemétrie infrarouge* (à paraître).
- [8] *Mode opératoire LPC : extensomètre de 400 mm* (à paraître).
- [9] *Essai de mise en évidence du gel d'alcali-réaction par fluorescence des ions uranylle*, Projet de méthode d'essai LPC **36**, LCPC, **1993**.
- [10] *Alcali-réaction du béton – Essai d'expansion résiduelle sur béton durci*, Projet de méthode d'essai LPC **44**, LCPC, **1997**.
- [11] *Réaction sulfatique – Essai d'expansion résiduelle sur béton durci* (à paraître).
- [12] *Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton*, Guide Technique, SETRA-LCPC, **1996**.
- [13] *Protection des bétons par application de produits à la surface du parement*, guide technique, LCPC-SETRA, **2002**.
- [14] Larive C. *Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques*, ERLPC, **OA28**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, **1998**.
- [15] *Mode opératoire LPC : planimétrie* (à paraître).

BIBLIOGRAPHIE

- [A] *Alcali-réaction — Essai de performance sur béton — Annexe G — Recommandation pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction*, LCPC, **1994**.
- [B] *Péetrographie appliquée à l'alcali-réaction — Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées*, **OA26**, LCPC, **1999**.
- [C] *Analyse minéralogique – Application aux bétons durcis en liaison avec la pérennité des ouvrages*, Rapport de recherche, **83**, LCPC, **1978**.
- [D] LOUARN N., LARIVE C., *Quantification de l'alcali-réaction par analyse minéralogique*, Bulletin LPC n° 216, juillet-août **1998**, pp. 49-60.
- [E] GUNSETT J., LE ROUX A., *Fluorescence, mise en évidence des produits de l'alcali-réaction par la fluorescence des ions uranyles. Utilisation de la photographie numérique*, pp. 97-100, les Bulletin LPC n° 229, nov.-déc. **2000**.
- [F] *Notice du distancemètre orientable à fil invar D01*, LRPC de Lyon.
- [G] GODART B. et LE ROUX A., *Alcali-réaction dans le béton : Mécanisme, pathologie et prévention — Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C2 252*, 15 pages, 11-1995.
- [H] DIVET L., *État des connaissances sur les causes possibles des réactions sulfatiques internes au béton*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 227, juillet-août 2000, pp. 71-84.
- [I] *Manuel d'Assurance Qualité « Études et Expertises sur Ouvrages d'Art » — Recueil des procédures d'exécution — Réseau des LPC*, avril **2000**.
- [J] *Notice sur la mesure de la température et de l'hygrométrie interne au béton*.
- [K] GODART B., *Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réaction. — Évaluation et surveillance des ouvrages*, *Annales de l'ITBTP*, **517**, octobre **1993**, pp. 134-162.
- [L] GODART B., *Recherches sur le traitement des bétons atteints d'alcali-réaction par mise en œuvre de revêtements. 7^e séminaire international « Réparations et protection des constructions »*, université de Liège, 10 mars **1992**.
- [M] VINCENT M., *Barrage de Temple-sur-Lot, Journées d'études ENPC sur les réactions liants-granulats dans les bétons*, Paris, 20-21 juin **1989**.
- [N] LE ROUX A., MASSIEU E., GODART B., *Évolution under stress of a concrete affected by AAR, application to the feasibility of strenghtening a bridge by prestressing*, *The 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in concrete*, London, 27-31 July **1992**, pp. 599-606.
- [O] 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 des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 213, janvier-février **1998**, pp. 59-72.
- [P] DIVET L., *Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite*, ERLPC, **OA40**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, décembre **2001**.
- [Q] Li Ke Fei, *Modélisation chimico-mécanique du gonflement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice et expertise numérique des ouvrages d'art dégradés*, (Thèse à paraître).

Document publié par le LCPC sous le n°51123121
Dépôt légal : 4^e trimestre 2003 N°59559
Crédits photographiques : Réseau des LPC
Conception et réalisation : Desk
Impression : Bialec



Ce guide est destiné aux maîtres d'ouvrage, gestionnaires, maîtres d'oeuvre et laboratoires confrontés à des ouvrages en béton suspectés atteints de réactions de gonflement interne. Il définit une méthodologie pour organiser le suivi des ouvrages, confirmer le diagnostic sur l'origine et la cause des désordres observés, établir un pronostic sur leur évolution probable, et propose des solutions de traitement pour ralentir l'évolution des dégradations.

This guide has been intended for project managers and architects, project owners and research laboratories dealing with concrete structures suspected of being affected by internal swelling reactions. The publication sets forth a methodology that enables: coordinating structural monitoring programs, confirming diagnoses issued on the origin of the observed causes of disorder, deriving a forecast of their most likely future course, and proposing a series of processing solutions for slowing the evolution of the degradation engendered.