

ALKALI - AGGREGATE REACTION IN CONCRETE DAMS.

Review and recommendations.

ALCALI - RÉACTION DANS LES BARRAGES EN BÉTON.

*Aperçu général
et recommandations.*

Bulletin 79



1991

This Bulletin has been prepared by the Committee on Materials
for Concrete Dams with contributions from France (A. Corneille,
G. Douillet, J.-P. Garbe, A. Leroux, P. Monachon, M. Moranville-Regourd, P. Poitevin),
Italy (M. Berra, R. Turriziani), UK (D. Palmer) and USA (J. Graham).
Original text in English - French translation by R. Chadwick

*Ce Bulletin a été préparé par le Comité des Matériaux
pour Barrages en Béton à partir de contributions présentées par la France (A. Corneille,
G. Douillet, J.-P. Garbe, A. Leroux, P. Monachon, M. Moranville-Regourd, P. Poitevin),
l'Italie (M. Berra, R. Turriziani), le Royaume-Uni (D. Palmer) et les États-Unis (J. Graham).
Texte original en anglais - Traduction en français par R. Chadwick*

ALKALI - AGGREGATE REACTION IN CONCRETE DAMS.

Review and recommendations.

ALCALI - RÉACTION DANS LES BARRAGES EN BÉTON.

Aperçu général et recommandations.

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 40 42 67 33 - Télex : 641320 ICOLD F - Fax : (33-1) 40 42 60 71

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

NOTICE – DISCLAIMER :

The information, analyses and conclusions referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability and to apply accurately the recommendations to any particular case.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

COMMITTEE ON MATERIALS FOR CONCRETE DAMS
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN BÉTON (*)
(1989-1991)

| | |
|------------------------------------|------------------------|
| Chairman/Président Italy/Italie | P. BERTACCHI |
| Members/Membres Brazil/Brésil | W. PACELLI DE ANDRADE |
| France/France | J.-P. GARBE |
| Great Britain/Grande-Bretagne | H. DUNSTAN |
| Iran/Iran | H. RAHIMI |
| Japan/Japon | T. YANAGIDA |
| Mexico/Mexique | C. GOMEZ-TOLEDO |
| Norway/Norvège | I. BOERSETH |
| Portugal/Portugal | E. F. PIMENTEL MACHADO |
| South Africa/Afrique du Sud | P. A. C. HALLIER |
| Sweden/Suède | A. ENGELBREKTSON |
| Switzerland/Suisse | G. TRUCCO |
| USA/États-Unis | J. R. GRAHAM |
| USSR/URSS | A. D. OSIPOV |
| Yugoslavia/Yougoslavie | M. CALOGOVIC |

(*) Membership in March 1991.
Composition en mars 1991.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. L'ALCALI-RÉACTION (AR)
2. INCIDENCE DE L'AR SUR LES BARRAGES
3. PRÉVENTION DE L'AR
4. DIAGNOSTIC ET ÉVALUATION DES DÉGRADATIONS
5. ACTIONS EN CAS DE DÉGRADATIONS
6. EXEMPLES D'ALCALI-RÉACTION DANS DES BARRAGES
7. RÉFÉRENCES

CONTENTS

FOREWORD

1. ALKALI-AGGREGATE REACTION (AAR)
2. INCIDENCE OF AAR ON DAMS
3. PREVENTION OF AAR
4. DIAGNOSIS AND ASSESSMENT OF DAMAGE
5. MANAGEMENT OF DAMAGED STRUCTURES
6. EXAMPLES OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN DAMS
7. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|--|----|
| AVANT-PROPOS | 13 |
| 1. L'ALCALI-RÉACTION (AR) | 14 |
| 1.1. Introduction | 14 |
| 1.2. Types d'alcali-réaction | 14 |
| 1.2.1. Réaction des alcalis avec la silice amorphe | 18 |
| 1.2.2. Réaction des alcalis avec les silicates | 18 |
| 1.2.3. Réaction des alcalis avec les carbonates dolomitiques | 18 |
| 1.3. Mécanismes de la réaction et dommages résultants | 20 |
| 1.3.1. Considérations générales | 20 |
| 1.3.2. Paramètres de l'alcali-réaction | 20 |
| 1.3.2.1. Granulats | 20 |
| 1.3.2.2. Ciments | 24 |
| 1.3.2.3. Humidité de l'environnement | 26 |
| 1.3.2.4. Température | 26 |
| 1.3.2.5. Contraintes de compression | 26 |
| 1.3.2.6. Temps | 26 |
| 2. INCIDENCE DE L'AR SUR LES BARRAGES | 42 |
| 2.1. Localisation et importance de l'AR | 42 |
| 2.2. Nature des problèmes et effets de l'AR | 46 |
| 2.3. Problèmes de sécurité des barrages | 50 |
| 3. PRÉVENTION DE L'AR | 52 |
| 3.1. Environnement | 52 |
| 3.1.1. Humidité | 52 |
| 3.1.2. Alcalis d'origine externe | 52 |
| 3.1.3. Température | 54 |
| 3.1.4. Précautions à prendre contre l'influence de l'environnement | 54 |
| 3.2. Granulats | 54 |
| 3.2.1. Matériaux réactifs | 54 |
| 3.2.2. Influence de la granulométrie | 56 |
| 3.2.3. L'effet « pessimum » | 56 |
| 3.2.4. Essais de réactivité des granulats | 58 |
| 3.3. Ciments et pouzzolanes | 62 |
| 3.3.1. Ciments hydrauliques | 62 |
| 3.3.1.1. Ciments Portland | 62 |
| 3.3.1.2. Ciments composés | 66 |
| 3.3.1.3. Laitier de haut fourneau broyé | 70 |
| 3.3.2. Pouzzolanes | 70 |
| 3.3.2.1. Pouzzolanes naturelles | 72 |

TABLE OF CONTENTS

| | |
|--|----|
| FOREWORD | 13 |
| 1. ALKALI-AGGREGATE REACTION (AAR) | 15 |
| 1.1. Introduction | 15 |
| 1.2. Types of Alkali-Aggregate Reaction | 15 |
| 1.2.1. Alkali Reaction with Amorphous Silicia | 19 |
| 1.2.2. Alkali-Silicate Reaction | 19 |
| 1.2.3. Alkali Reaction with Dolomitic Carbonates | 19 |
| 1.3. Reaction Mechanisms and Resulting Damage | 21 |
| 1.3.1. General | 21 |
| 1.3.2. Factors Affecting Alkali-Aggregate Reaction | 21 |
| 1.3.2.1. Aggregates | 21 |
| 1.3.2.2. Cements | 25 |
| 1.3.2.3. Environmental Humidity | 27 |
| 1.3.2.4. Temperature | 27 |
| 1.3.2.5. Compressive Stresses | 27 |
| 1.3.2.6. Time | 27 |
| 2. INCIDENCE OF AAR ON DAMS | 43 |
| 2.1. Where? How much? | 43 |
| 2.2. Nature of Problems and Effects of AAR | 47 |
| 2.3. Dam Safety Issues | 51 |
| 3. PREVENTION OF AAR | 53 |
| 3.1. Environment | 53 |
| 3.1.1. Moisture | 53 |
| 3.1.2. External Sources of Alkalis | 53 |
| 3.1.3. Temperature | 55 |
| 3.1.4. Precautions Against Environmental Effects | 55 |
| 3.2. Aggregates | 55 |
| 3.2.1. Reactive Constituents | 55 |
| 3.2.2. Effect of Aggregate Size | 57 |
| 3.2.3. The Pessimum Effect | 57 |
| 3.2.4. Tests for Reactive Aggregates | 59 |
| 3.3. Cements and Pozzolan Materials | 63 |
| 3.3.1. Hydraulic Cements | 63 |
| 3.3.1.1. Portland Cements | 63 |
| 3.3.1.2. Blended Cements | 67 |
| 3.3.1.3. Ground Granulated Blast-Furnace Slag | 71 |
| 3.3.2. Pozzolan Materials | 71 |
| 3.3.2.1. Natural Pozzolans | 73 |

| | |
|---|------------|
| 3.3.2.2. Cendres volantes | 74 |
| 3.3.2.3. Fumée de silice | 76 |
| 3.3.3. Réaction alcali-carbonates | 78 |
| 3.4. Avant-projet et études de détail des ouvrages en béton | 78 |
| 3.5. Méthodes d'essais | 80 |
| 4. DIAGNOSTIC ET ÉVALUATION DES DÉGRADATIONS | 94 |
| 4.1. Considérations générales | 94 |
| 4.2. Visite du site | 94 |
| 4.3. Prise d'échantillons | 96 |
| 4.3.1. Répartition sur l'ouvrage | 96 |
| 4.3.2. Types d'échantillon | 96 |
| 4.4. Examen et essais au laboratoire | 98 |
| 4.4.1. Considérations générales | 98 |
| 4.4.2. Examen préliminaire | 98 |
| 4.4.3. Surfaces sciées et lames minces | 98 |
| 4.4.4. Teneur en alcalis du béton durci | 98 |
| 4.4.5. Essai de gonflement | 100 |
| 4.5. Interprétation des essais en laboratoire | 100 |
| 5. ACTIONS EN CAS DE DÉGRADATIONS | 102 |
| 5.1. Évaluation et contrôle du comportement de l'ouvrage | 102 |
| 5.2. Entretien, réparations, modifications et remplacements | 108 |
| 5.2.1. Considérations générales | 108 |
| 5.2.2. Entretien | 110 |
| 5.2.3. Réparations | 110 |
| 5.2.4. Modifications et remplacements | 112 |
| 5.2.5. Perspectives | 114 |
| 6. EXEMPLES D'ALCALI-RÉACTION DANS DES BARRAGES | 116 |
| 6.1. France | 116 |
| 6.2. Royaume-Uni | 126 |
| 6.3. États-Unis | 132 |
| 6.4. Canada | 134 |
| 6.5. Afrique du Sud | 134 |
| 6.6. Espagne | 138 |
| 6.7. Kenya | 142 |
| 6.8. Nouvelle-Zélande | 144 |
| 7. RÉFÉRENCES | 148 |

| | |
|---|------------|
| 3.3.2.2. Fly Ash | 75 |
| 3.3.2.3. Silica Fume | 77 |
| 3.3.3. Alkali-Carbonate Reaction | 79 |
| 3.4. Design and Detailing of Concrete Structures | 79 |
| 3.5. Test Methods | 81 |
| 4. DIAGNOSIS AND ASSESSMENT OF DAMAGE | 95 |
| 4.1. General Criteria | 95 |
| 4.2. Site Inspection | 95 |
| 4.3. Sampling | 97 |
| 4.3.1. Sampling Scheme | 97 |
| 4.3.2. Types of Samples | 97 |
| 4.4. Laboratory Examination and Tests | 99 |
| 4.4.1. General Approach | 99 |
| 4.4.2. Preliminary Examination | 99 |
| 4.4.3. Examination of Sawed Surfaces and Thin Sections | 99 |
| 4.4.4. Alkali Content of Hardened Concrete | 99 |
| 4.4.5. Expansion Testing | 101 |
| 4.5. Interpretation of Laboratory Tests | 101 |
| 5. MANAGEMENT OF DAMAGED STRUCTURES | 103 |
| 5.1. Evaluating and Monitoring Performance | 103 |
| 5.2. Maintenance, Repairs, Modifications and Replacements | 109 |
| 5.2.1. General | 109 |
| 5.2.2. Maintenance | 111 |
| 5.2.3. Repairs | 111 |
| 5.2.4. Modifications and Replacements | 113 |
| 5.2.5. Future | 115 |
| 6. EXAMPLES OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN DAMS | 117 |
| 6.1. France | 117 |
| 6.2. United Kingdom | 127 |
| 6.3. United States | 133 |
| 6.4. Canada | 135 |
| 6.5. South Africa | 135 |
| 6.6. Spain | 139 |
| 6.7. Kenya | 143 |
| 6.8. New Zealand | 145 |
| 7. REFERENCES | 148 |

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. — Mosaïque de fissures dans le mur de retenue d'un barrage.
- Fig. 2. — Élargissement des fissures en cours d'évolution de l'alcali-réaction.
- Fig. 3. — Réparation par injection de résine époxy dans des fissures et cachetage en pâte époxy.
- Fig. 4. — Neutralisation par NaOH des groupes silanols acides suivant la réaction acide-base.
- Fig. 5. — Rupture par NaOH des ponts siloxanes.
- Fig. 6. — Granulats schisteux attaqués par l'alcali-réaction.
- Fig. 7. — Détail du gel formé de silicate de potassium et de calcium.
- Fig. 8. — Cristaux de silicate alcalin déposés sur un granulats.
- Fig. 9. — Zone microcristallisée entre gel et cristaux.
- Fig. 10. — Gel autour d'un granulats siliceux.
- Fig. 11. — Gel isotrope couvrant un produit finement granulés.
- Fig. 12. — Gel spongieux.
- Fig. 13. — Revêtement foliacé.
- Fig. 14. — Cristaux en pétales de rose.
- Fig. 15. — Cristaux lamellaires.
- Fig. 16. — Cristaux fibreux.
- Fig. 17. — Pression osmotique et expansion de silice amorphe dans une solution de soude.
- Fig. 18. — Influence de la teneur en granulats réactifs sur l'expansion (granulométrie 0 à 0,09 mm). « Effet pessimum ».
- Fig. 19. — Graphiques des résultats d'essais ASTM C 227 indiquant les temps nécessaires pour atteindre une expansion de 0,05 %.
- Fig. 20. — Relation entre la teneur en alcalis actifs du ciment, le dosage en ciment du béton et les dommages potentiels du béton.
- Fig. 21. — Influence du laitier sur la limite d'alcalis des ciments à faible teneur en alcalis.
- Fig. 22. — Relation entre l'expansion d'éprouvettes prismatiques de mortier et la teneur totale en alcalis (équivalent Na_2O) du ciment Portland entrant dans la composition de mélanges ciment-laitier.
- Fig. 23. — Influence du rapport clinker/laitier sur l'alcali-réaction.
- Fig. 24. — Influence, sur l'expansion du mortier, du remplacement de ciment H (équivalent $\text{Na}_2\text{O} = 0,97\%$) par une proportion croissante de ciment A (équivalent $\text{Na}_2\text{O} = 0,16\%$) ou de différents adjuvants minéraux.
- Fig. 25. — Influence, sur l'expansion de barres de mortier, du remplacement d'une partie du clinker Portland par différents produits.
- Fig. 26. — Influence des caractéristiques des cendres volantes sur l'expansion de barres de mortier.
- Fig. 27. — Résultats d'essais d'expansion de barres de mortier fabriquées avec des cendres volantes à teneur en alcalis libres inférieure à 1,5 %.
- Fig. 28. — Résultats d'essais d'expansion de barres de mortier fabriquées avec des cendres volantes à teneur en alcalis libres supérieure à 1,5 %.

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. — Cracking on dam face.
- Fig. 2. — Cracks grow and widen as alkali-aggregate reaction proceeds.
- Fig. 3. — Crack filled with epoxy resin and pasted over.
- Fig. 4. — Neutralisation of acid silanol groups by NaOH acid-base reaction.
- Fig. 5. — Siloxane bridges destroyed by NaOH.
- Fig. 6. — Shale aggregate attacked by alkali reaction.
- Fig. 7. — Enlarged view of potassium-calcium silicate gel.
- Fig. 8. — Alkaline silicate crystal deposit on aggregate.
- Fig. 9. — Microcrystallised zone between gel and crystals.
- Fig. 10. — Gel mass around siliceous aggregate.
- Fig. 11. — Isotropic gel covering fine-grained product.
- Fig. 12. — Spongy gel.
- Fig. 13. — Foliated covering.
- Fig. 14. — Rose-petal crystals.
- Fig. 15. — Flaky crystals.
- Fig. 16. — Fibrous crystals.
- Fig. 17. — Osmotic pressure and swelling of amorphous silica in soda solution.
- Fig. 18. — Influence of reactive aggregate content upon expansion. Reactive particle size 0 to 0.09 mm. The « Pessimum effect. »
- Fig. 19. — Graph of ASTM C 227 test results showing time to 0.05 % expansion.
- Fig. 20. — Relationship between the active alkali content of cement, the cement content of concrete and the resultant potential damage of the concrete.
- Fig. 21. — Influence of blast furnace slag on the alkali limit of cements with low effective alkali content.
- Fig. 22. — Relationship between expansion of mortar prisms and the total alkalis as Na₂O contained in the portland cement component of blends of portland cement and blast furnace slag.
- Fig. 23. — Influence of the clinker/slag ratio on the alkali-aggregate reaction.
- Fig. 24. — Effect of replacing cement H (Na₂O equiv. = 0.97 %) with increasing amounts of cement A (Na₂O equiv. = 0.16 %) or various mineral admixtures on expansion of mortar.
- Fig. 25. — Partial replacements of portland clinker with various additions. Effects on expansion of mortar bars.
- Fig. 26. — Effect of fly ash properties on expansion of mortar bars.
- Fig. 27. — Mortar bar expansion test results for mixes made using fly ashes having an available alkali content of less than 1.5 %.
- Fig. 28. — Mortar bar expansion test results for mixes made using fly ashes having an available alkali content of more than 1.5 %.

- Fig. 29. — Expansion de barres de mortier en fonction du temps pour différents dosages en rhyolite et fumée de silice (sable de Hvalfjord).
- Fig. 30. — Barrage du Chambon : évacuateur de crue, vue d'aval.
- Fig. 31. — Barrage du Chambon : coursier de l'évacuateur de crue.
- Fig. 32. — Barrage du Chambon : évacuateur de crue.
- Fig. 33. — Barrage du Chambon : évacuateur de crue.
- Fig. 34. — Barrage du Chambon : fissure dans la galerie à 1 024.
- Fig. 35. — Barrage du Chambon : fissure dans la galerie à 1 024.
- Fig. 36. — Poutres en béton armé. Cumul des déformations dues aux charges et à une réaction expansive interne.
- Fig. 37. — Barrage de Val de la Mare : précontrainte d'un plot du barrage.
- Tableau 1. — Types d'alcali-réaction.
- Tableau 2. — Minéraux, roches et autres substances qui sont potentiellement nocifs en réagissant avec les alcalis du ciment.
- Tableau 3. — Composition (en %) de pouzzolanes naturelles.
- Tableau 4. — Analyses chimiques de fumées de silice obtenues lors de l'élaboration de silicium et d'alliages de ferrosilicium.

- Fig. 29. — Rhyolite and Silica Fume versus mortar bar expansion (Hvalfjord sand).
- Fig. 30. — Chambon dam : spillway viewed from downstream.
- Fig. 31. — Spillway chute of Chambon dam.
- Fig. 32. — Spillway of Chambon dam.
- Fig. 33. — Spillway of Chambon dam.
- Fig. 34. — Crack in gallery 1 024 in Chambon dam.
- Fig. 35. — Crack in gallery 1 024 in Chambon dam.
- Fig. 36. — Cumulative strains in reinforced concrete beams due to working loads and internal swelling reaction.
- Fig. 37. — Val de la Mare Dam : post-tensioning of a block in the dam.
- Table 1. — Different alkali-aggregate reactions.
- Table 2. — Minerals, rocks and other substances which are potentially deleteriously reactive with alkalis in cement.
- Table 3. — Percentage composition of natural pozzolans.
- Table 4. — Chemical analyses of silica fumes derived from the production of silicon and ferrosilicon alloys.

AVANT-PROPOS

L'alcali-réaction (AR) dans les ouvrages en béton fait l'objet d'un intérêt croissant : la sécurité des barrages est mise en jeu et le coût des réparations ou des reconstructions est élevé. L'alcali-réaction ne concerne pas seulement les bétons de barrages et pourtant le barrage Parker (États-Unis) a été, en 1941, l'un des premiers ouvrages où ce problème fut identifié. En 1985, une enquête de la CIGB a d'ailleurs montré que partout dans le monde on trouvait des barrages affectés par l'AR.

Ce Bulletin vise à sensibiliser les responsables de la sécurité des barrages aux problèmes de l'AR; des recommandations sont faites pour pallier ces risques, au niveau du projet et de la construction, et pour traiter les barrages anciens.

Les conseils des chimistes et pétrographes sont précieux pour l'évaluation du phénomène, mais les ingénieurs qui assument la responsabilité finale, au stade du projet, de la construction, de l'exploitation et de l'entretien, doivent avoir également une bonne compréhension du problème. Ce Bulletin, dont le rôle est essentiellement éducatif, s'adresse donc à l'ensemble de la profession et, plus spécialement, aux ingénieurs concernés par les ouvrages en béton.

Que les auteurs soient vivement remerciés.

P. Bertacchi
Président du Comité des Matériaux
pour Barrages en Béton

FOREWORD

Interest in the Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concrete structures has increased in recent times because of the risk for dam safety and the high cost of repairs and replacements. Though this reaction does not concern dam concrete only, one of the first structures identified as affected by AAR was the Parker Dam (USA) in 1941 and an ICOLD survey in 1985 has shown the worldwide distribution of damaged dams because of AAR.

The purpose of this Bulletin is to make aware those responsible for dam safety of the AAR risk and to give recommendations for minimizing this risk at the design and construction stages and adequately treating old dams which may be affected.

Though chemists and petrographers can be retained as advisers in the evaluation of the problem, a general understanding of the science of AAR is also necessary to engineers who have the final responsibility for the design, construction, operation and maintenance of the structures. This Bulletin is therefore mainly educational and, in consequence, of the greatest interest for the profession as a whole as well as for everybody involved in all concrete structures.

The authors deserve our best appreciation.

P. Bertacchi
Chairman, Committee on Materials
for Concrete Dams

1. L'ALCALI-RÉACTION (AR)

1.1. INTRODUCTION

La dégradation du béton résultant de l'alcali-réaction, qui se manifeste de différentes manières, mais plus particulièrement en surface par une mosaïque de fissures et parfois une exsudation de gel (Fig. 1), a été détectée dans de nombreux pays, particulièrement dans des régions humides. Le délai d'apparition des désordres varie d'un ouvrage à l'autre. Elle peut se situer quelques mois ou quelques décennies après la construction de l'ouvrage. En général, les fissures s'élargissent en fonction du temps (Fig. 2) et les réparations tentées sur le site se sont révélées peu efficaces (Fig. 3).

Les ouvrages dégradés par l'alcali-réaction sont de tous types : elle concerne aussi bien des barrages, des ponts, des routes, des brise-lames. Au cours des conférences qui se sont succédé depuis dix ans à Reykjavik (1975), Londres (1976), Purdue (1978), Cape Town (1981), Copenhague (1983), Ottawa (1986) et Kyoto, les chercheurs ont tenté de cerner le mécanisme de l'alcali-réaction et les paramètres dont elle dépend, de mettre au point des essais accélérés de caractérisation de la réactivité des granulats et de recommander des mesures préventives.

Il convient de préciser que les dommages du béton peuvent avoir des origines diverses, les alcali-réactions ne constituant qu'une catégorie parmi d'autres. C'est le cas, par exemple, de gonflements dus à des expansions du ciment (chaux libre, ettringite) ou à des granulats pouvant contenir des argiles gonflantes, des agressions externes telles que gel-dégel, eaux pures, eaux acides ou eaux à forte teneur en sulfates, comme par exemple au barrage de Drum Afterbay, USA. Dans bien des cas, ces phénomènes se conjuguent, de sorte que lorsqu'un béton est le siège d'une alcali-réaction par exemple, des désordres résultant d'autres agressions peuvent en résulter.

1.2. TYPES D'ALCALI-RÉACTION

Les réactions des alcalis avec les granulats dans la phase aqueuse interstitielle peuvent être classées en trois catégories :

- réaction des alcalis avec la silice amorphe;
- réaction des alcalis avec les silicates résultant de la réaction des granulats siliceux polyphasés (schistes, granites, grès);
- réaction des alcalis avec les carbonates dolimitiques.

La succession des réactions identifiées ci-dessus est résumée dans le Tableau 1.

Il est nécessaire de décrire techniquement ces réactions, comme cela est fait ci-après, pour que les ingénieurs puissent envisager les problèmes causés par l'alcali-réaction. Une importance particulière est donnée aux réactions avec les granulats siliceux puisqu'elles sont plus courantes et plus difficiles à éviter que les réactions avec les carbonates.

1. ALKALI-AGGREGATE REACTION (AAR)

1.1. INTRODUCTION

Damage to concrete caused by alkali-aggregate reaction takes a variety of forms, the most common being surface cracking and, sometimes, exudations of gel at the exposed face (Fig. 1). Such damage has been reported in many countries, particularly in those with hot-wet climates. The time the damage first appears varies from a few months to several decades after construction. Cracks usually grow wider with time (Fig. 2) and site repairs are often found to be quite ineffectual (Fig. 3).

Alkali-aggregate reaction damage affects all types of structures, dams, bridges, roads and breakwaters. Research reported to a series of conferences over the last ten years; at Reykjavik (1975), London (1976), Purdue (1978), Cape Town (1981), Copenhagen (1983), Ottawa (1986) and Kyoto (1989) has attempted to describe the mechanism of the alkali-aggregate reaction and determine causes and contributory factors, and to develop accelerated tests and preventive measures.

It must be realised that concrete deterioration per se may have different causes, alkali-aggregate reaction being only one among many. Some other causes are swelling due to expansion of the cement (from free lime or ettringite) or swelling clay in the aggregate, external factors such as cycles of freezing and thawing or the attack on concrete by water in some forms such as extremely pure water, acidic water, and sulfate-rich water as for example at the Drum Afterbay Dam, USA. In many cases, there may be a combination of causes, so that when there is an alkali-aggregate reaction in the concrete for example, the effects of other factors may thereby be aggravated or accelerated.

1.2. TYPES OF ALKALI-AGGREGATE REACTION

Reactions between aggregates and alkali in solution in the concrete pores fall into three categories :

- alkali reaction with amorphous silica;
- alkali reaction with silicates caused by reactions in polyphase siliceous aggregates (shale, granite, sandstone);
- alkali reaction with dolomitic carbonates.

Details of reactions that have been identified are shown in Table 1.

The descriptions of these reactions which follow are necessarily technical and are important to engineers considering the problems caused by alkali-aggregate reaction.

These types of reactions are described in this Bulletin, but greater emphasis is given to the reactions with siliceous aggregates, since they are more common and more difficult to avoid than the carbonates.

Tableau 1 : Types d'alcali-réaction

| |
|--|
| <p>1. Dissolution des alcalis dans l'eau de gâchage, puis dans la phase aqueuse interstitielle du béton</p> <p>2. Réaction de la solution alcaline avec les granulats</p> <p>2.1. <i>Réaction alcali-silice</i> : cas des sables contenant de la silice amorphe (opale, calcédoine)</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Réaction acide-base : Neutralisation des groupes silanols par la solution alcaline Exemple de la soude caustique $\text{NaOH} = \text{Na}^+\text{OH}^-$ $\text{Si} - \text{OH} + \text{OH}^- \rightarrow \text{Si} - \text{O}^- + \text{H}_2\text{O}$ $\text{Si} - \text{O}^- + \text{Na}^+ \rightarrow \text{Si} - \text{ONa}$ Gel de silicate alcalin ● Attaque des ponts siloxanes par la solution alcaline $\text{Si} - \text{O} - \text{Si} + 2 \text{OH}^- \rightarrow \text{Si} - \text{O}^- + ^-\text{O} - \text{Si} + \text{H}_2\text{O}$ $\rightarrow \text{H}_2\text{SiO}_4$ en solution <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Résultats : EXPANSION, FISSURATION, EXSUDATION DE GEL ET DÉTÉRIORATION DE LA STRUCTURE</p> </div> <p>2.2. <i>Réaction alcali-silicates</i> : cas des roches polyphasées</p> <p>Les réactions sont du même type que les précédentes, mais plus lentes parce que les minéraux réactifs (silice amorphe, quartz déformé) sont plus disséminés dans la matrice.</p> <p>Deux cas peuvent être distingués suivant la teneur en alcalis et en chaux :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Excès d'alcalis : formation d'un gel gonflant <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Résultats : EXPANSION, FISSURATION, EXSUDATION DE GEL ET DÉTÉRIORATION DE LA STRUCTURE</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> ● Excès de chaux : formation d'un gel moins expansif <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Résultats : EXPANSION, FISSURATION DÉTÉRIORATION DE LA STRUCTURE</p> </div> <p>2.3. <i>Réaction alcali-carbonates</i> : cas des granulats dolomitiques</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Dédolomitisation : $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2 + 2\text{NaOH} \rightarrow \text{Mg}(\text{OH})_2 + \text{CaCO}_3 + \text{Na}_2\text{CO}_3$ BRUCITE ● Régénération de l'hydroxyde alcalin (par exemple, NaOH) $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow 2\text{NaOH} + \text{CaCO}_3$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Résultats : AFFAIBLISSEMENT DE LA LIAISON PÂTE DE CIMENT - GRANULATS, MICROFISSURATION</p> </div> |
|--|

Table 1 : Different Alkali-Aggregate Reactions

| |
|--|
| <p>1. Dissolution of alkalis occurs in the mixing water and afterwards in the pore water</p> <p>2. The alkaline solution reacts with the aggregates</p> <p>2.1. <i>Alkali-silica reaction</i> : in the case of aggregates with an amorphous or reactive silica content (opal, chalcedony)</p> <ul style="list-style-type: none"> ● acid-base reaction : silanol groups are neutralised by the alkaline solution with caustic soda $\text{NaOH} = \text{Na}^+\text{OH}^-$ $\text{Si} - \text{OH} + \text{OH}^- \rightarrow \text{Si} - \text{O}^- + \text{H}_2\text{O}$ $\text{Si} - \text{O}^- + \text{Na}^+ \rightarrow \text{Si} - \text{ONa} \text{ silicate gel}$ ● siloxane bridges are attacked by the alkaline solution $\text{Si} - \text{O} - \text{Si} + 2 \text{OH}^- \rightarrow \text{Si} - \text{O}^- + \text{O}^- - \text{Si} + \text{H}_2\text{O}$ $\rightarrow \text{in solution } \text{H}_2\text{SiO}_4$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Results in EXPANSION, CRACKING, EXUDATION OF GEL AND DETERIORATION OF THE STRUCTURE</p> </div> <p>2.2. <i>Alkali-silicate reaction</i> : with polyphased rocks</p> <p>The reactions are of the same as those above but are slower because reactive minerals (amorphous silica, strained quartz) are more disseminated in the matrix. According to the alkali and lime content, two different cases can be distinguished :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Alkalis in excess : a swelling gel is formed <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Results in EXPANSION, CRACKING, EXUDATION OF GEL AND DETERIORATION OF THE STRUCTURE</p> </div> <ul style="list-style-type: none"> ● Lime in excess : a less expansive gel is formed <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Results in EXPANSION, CRACKING AND DETERIORATION OF STRUCTURE</p> </div> <p>2.3. <i>Alkali-carbonate reaction</i> : dolomite aggregates</p> <ul style="list-style-type: none"> ● Dedolomitisation : $\text{CaMg} (\text{CO}_3)_2 + 2\text{NaOH} \rightarrow \text{Mg} (\text{OH})_2 + \text{CaCO}_3 + \text{Na}_2\text{CO}_3$ <p style="text-align: center;">BRUCITE</p> ● The alkali hydroxide (for instance NaOH) is regenerated : $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{Ca} (\text{OH})_2 \rightarrow 2\text{NaOH} + \text{CaCO}_3$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>Results in WEAKENING OF THE BOND BETWEEN CEMENT PASTE AND AGGREGATES, MICROCRACKING</p> </div> |
|--|

1.2.1. Réaction des alcalis avec la silice amorphe

D'après Dent-Glasser et Kataoka [1] (*), une telle silice est formée d'un arrangement assez lâche de tétraèdres construits autour d'un atome de silicium relié à des ions oxygène et à des ions OH^- (Fig. 4). Si elle est placée dans une solution de soude, il y a d'abord une réaction acide-base entre les groupes silanols $\text{Si}-\text{OH}$ et les ions OH^- de la solution alcaline, puis une neutralisation par un ion Na^+ de la charge négative formée.

La seconde réaction est une attaque des ponts siloxanes par les ions OH^- (Fig. 5). Cette réaction entraîne une désintégration de la structure et le passage en solution de la silice à l'état d'ions protonés H_2SiO_4 .

Les deux réactions se produisent simultanément et montrent l'importance des ions OH^- . Elles conduisent à la formation de gels de silicate de soude gonflants.

1.2.2. Réaction des alcalis avec les silicates

La dégradation des granulats siliceux polyphasés se manifeste par une zone sombre au contact du granulat et de la pâte de ciment (Fig. 6) et par un dépôt blanc sur le granulat, dans les plans de clivage.

La zone sombre est formée d'un gel de silicate alcalin (Fig. 7). Le dépôt blanc est constitué de cristaux en feuillets contenant Si, K, Ca (Fig. 8). Entre le dépôt blanc et la zone sombre apparaît souvent une zone de texture intermédiaire (Fig. 9). Il semble donc exister une évolution du gel vers une structure plus organisée. Un gel de rapport CaO/SiO_2 plus faible que celui du ciment mais plus élevé que celui du gel au contact du granulat a été observé dans les pores de grandes dimensions de la pâte de ciment.

Une certaine gélification de la pâte de ciment a aussi été décelée au niveau du granulat. Un gel de faible viscosité s'est donc formé et a pu se déplacer loin du granulat. De l'ettringite riche en silice et de la thaumasite se trouvaient également au niveau du granulat. Leur présence est une preuve d'une corrosion multiple du béton, l'apport d'ions SO_4^{--} ayant été facilité par la création des fissures due à l'expansion du gel.

1.2.3. Réaction des alcalis avec les carbonates dolomitiques (Fig. 10 à 16)

La dédolomitisation par réaction du carbonate mixte de calcium et de magnésium avec une solution alcaline correspond à une formation de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et à une régénération de l'hydroxyde alcalin (Tableau 1).

La brucite peut être trouvée loin de la zone de contact granulats-pâte de ciment ou bien au centre des granulats. Elle peut aussi réagir avec la silice autour du granulat et former un silicate de magnésium. La zone poreuse qui se crée autour du granulat par extraction des ions Mg^{++} affaiblit la liaison pâte de ciment-granulats. Des fissures apparaissent, certaines d'entre elles peuvent être guéries par la précipitation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

La dédolomitisation ne forme pas de gel expansif. L'expansion observée dans certains cas a été reliée à la présence d'argiles, soit en matériau intergranulaire, soit

(*) Les chiffres entre crochets renvoient à la liste des références — Chapitre 7.

1.2.1. Alkali Reaction with Amorphous Silica

Dent-Glasser and Kataoka report [1] (*) that amorphous silica is formed of a loose arrangement of tetrahedra around a silicon atom bonded to oxygen ions and OH^- ions (Fig. 4). When placed in a soda solution, there is first an acid-base reaction between the silanol groups ($\text{Si} - \text{OH}$) and the OH^- ions from the alkaline solution, followed by neutralisation of the resultant negative charge by an Na^+ ion.

The next reaction is an attack on the siloxane bridges by the OH^- ions (Fig. 5). This leads to disintegration of the structure and the silica enters into solution in the form of protonated ions (H_2SiO_4).

Both reactions take place simultaneously and show the importance of the OH^- ions. They eventually lead to the formation of expansive sodium silicate gels.

1.2.2. Alkali-Silicate Reaction

Deterioration of polyphase siliceous aggregate appears under the microscope as a dark zone between the aggregate and cement paste (Fig. 6) and by a white deposit on the aggregate and in cleavage planes.

The dark zone is due to an alkaline silicate gel (Fig. 7). The white deposit consists of flaky crystals containing Si, K, and Ca (Fig. 8). Between the white deposit and the dark zone, there is often an area with an intermediate texture (Fig. 9). There thus seems to be a tendency for the gel to develop a more highly organised structure. A gel whose CaO/SiO_2 ratio is lower than in the cement but higher than in the gel in contact with the aggregate is observed in the larger pores in the cement paste.

There may also be some gelling of the cement paste around the aggregates. Thus, a low viscosity gel forms and is able to migrate away from the aggregate. Thaumasite and silica-rich ettringite are also present near the aggregate. This is proof of multiple corrosion of the concrete, where the expansive gel produces cracks that provided access for the SO_4^{2-} ions.

1.2.3. Alkali Reaction with Dolomitic Carbonates (Fig. 10 to 16)

Dedolomitisation from reaction of the calcium and magnesium carbonate with an alkaline solution involves the formation of brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) and regeneration of the alkaline hydroxide (Table 1).

The brucite may be removed from the interface between aggregate and cement paste or in the middle of the aggregate. It can also react with the silica around the aggregate and form magnesium silicate. The porous zone created around the aggregate by extraction of the Mg^{++} ions weakens the cement-aggregate bond. Cracks appear, although some may heal through precipitation of $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Dedolomitisation does not produce an expansive gel. The expansion sometimes observed has been associated with the presence of clays either as intergranular

(*) Numbers between brackets refer to references - Chapter 7.

en inclusions dans les cristaux de carbonate. Ces argiles, en absorbant des ions OH^- , entraînent la dégradation du béton.

1.3. MÉCANISMES DE LA RÉACTION ET DOMMAGES RÉSULTANTS

1.3.1. Considérations générales

De nombreux chercheurs évoquent des expansions par pression osmotique. Dans l'expérience classique de l'osmose citée par Dent-Glasser et Kataoka [2], deux solutions de concentration différente en soluté sont séparées par une membrane perméable au solvant, mais imperméable au soluté. Le solvant traverse spontanément la membrane, se dirigeant vers la solution où son potentiel chimique est le plus bas car l'autre solution est concentrée en soluté. Un effet similaire est observé dans des solides ou dans des semi-solides, il s'appelle imbibition. Le fluide se déplace vers le solide, là où son potentiel chimique est le plus faible. La membrane semi-perméable n'est donc pas nécessaire dans ce cas, car la rigidité du solide empêche le mélange des solutions.

Le solide qui gonfle doit pouvoir attirer les molécules d'eau environnantes. Il doit donc être polarisé. Il gonfle par imbibition après rupture des liaisons atomiques faibles ou distension d'une structure partiellement effondrée.

Les gels de silicates alcalins peuvent exercer des pressions d'imbibition importantes qui dépassent la résistance à la traction du béton. Des pressions osmotiques ont été mesurées (Fig. 17). Les courbes de variation en fonction du rapport $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ présentent un maximum qui, pour des concentrations variables de NaOH dans la solution, se déplace dans un domaine de composition variant entre 3 et 5.

1.3.2. Paramètres de l'alcali-réaction

Les recherches menées jusqu'à présent ont abouti à la conclusion que la détérioration du béton par l'alcali-réaction est due à l'influence simultanée de plusieurs paramètres que l'on peut regrouper en 3 ensembles :

- propriétés des matériaux : granulats, ciments;
- effets extérieurs : humidité, température et contraintes de compression;
- temps.

1.3.2.1. *Granulats*

Les granulats qui entrent dans la composition des bétons sont issus de roches utilisées dans des conditions souvent très éloignées des conditions actuelles de gisement. Ces roches ont évolué depuis leur origine par un lent processus d'altération jusqu'à un état d'équilibre précaire. Mis en contact brutalement avec un milieu où règne un pH moyen de 12,6 et localement de 13,6, les minéraux qui constituent ces granulats vont reprendre leur évolution à la recherche d'un nouvel équilibre. Cette reprise de l'altération se traduit par une mise en solution partielle qui participe à la formation d'un gel pouvant être expansif. C'est ce que nous appelons la réactivité.

material or as inclusions in the carbonate crystals. These clays cause the concrete to deteriorate by absorbing the OH^- ions.

1.3. REACTION MECHANISMS AND RESULTING DAMAGE

1.3.1. General

Many research reports mention expansion due to osmotic pressure. In the classical osmosis experiment described by Dent-Glasser and Kataoka [2], two solutions with different solute concentration are separated by a membrane that is permeable to the solvent but impervious to the solute. The solvent passes through the membrane spontaneously in the direction of the solution in which its chemical potential is lower because the other solution has a higher solute concentration. A similar effect is found in solids and semi-solids, and is termed imbibition. The fluid moves towards the solid where its chemical potential is lowest. No semipermeable membrane is needed in this case because the shear strength of the solid prevents the two solutions from mixing.

In order to swell, a solid must be able to draw water molecules from its surroundings. In other words, it must be polarised. It swells by absorbing water after breakdown of its atomic bonds or expansion of a partially collapsed structure.

Alkali silicate gels can exert high imbibition pressures during the swelling process, in excess of the tensile strength of the concrete. Osmotic pressures have been measured (Fig. 17), and when plotted for various $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ ratios, the curves exhibit a peak which, for different NaOH concentrations in the solution, lies within a ratio range of 3 to 5.

1.3.2. Factors Affecting Alkali-Aggregate Reaction

Research to date has led to the conclusion that concrete deterioration from alkali-aggregate reaction is due to the simultaneous effect of several factors. They may be subdivided in three groups :

- material properties : aggregate and cement;
- external influences : humidity, temperature and compressive stresses;
- argument : time.

1.3.2.1. *Aggregates*

Aggregates used for concrete may come from rock that is used under conditions that are different from those obtaining in its natural state. The rock will have evolved slowly from the time it was first formed, slowly undergoing chemical alteration and weathering until it has reached a precarious equilibrium. When it is suddenly put into an environment with an average pH of 12.6 (rising locally to 13.6) such as occurs in the pore water within concrete, for example, the constituent minerals will once again start to evolve in an attempt to find a new equilibrium. This new stage of alteration leads to the appearance of a partial solution which tends to form what might become an expansive gel. When it does so, it is known as reactivity.

Cette réactivité est liée, d'une part, aux minéraux, d'autre part, aux roches constituées par l'assemblage de ces minéraux. Aussi, peut-on distinguer :

- les facteurs liés aux minéraux;
 - nature;
 - histoire tectonique et altération;
- les facteurs liés aux roches :
 - structure, dimension des grains, porosité, perméabilité, surface spécifique;
 - composition.

A) Facteurs liés aux minéraux

— La nature : les minéraux le plus souvent mis en cause dans les ouvrages qui subissent l'alcali-réaction sont les minéraux siliceux et quelques minéraux silicatés, tels que minéraux :

- amorphes, comme l'opale et le verre volcanique;
- cryptocristallins, comme la calcédoine;
- cristallisés, comme le quartz, les feldspaths, les phyllosilicates.

— L'histoire : l'opale principalement développée dans les roches sédimentaires et quelquefois présente dans certains basaltes a la réactivité maximale. Les autres minéraux comme les quartz, les feldspaths et les phyllosilicates auront une réactivité d'autant plus importante qu'ils présentent des défauts.

Ces défauts sont de deux types :

a) Défauts liés à des contraintes tectoniques qui ont déformé le réseau. C'est le cas des quartz à extinction ondulatoire, fréquents dans les roches métamorphiques comme les gneiss et micaschistes, mais également présents dans certaines roches magmatiques (granites).

Dans le Tableau 2, les granites, granodiorites et gneiss contenant plus de 30 % de quartz déformé avec un angle d'extinction ondulatoire de 25° ou plus sont classés comme matériaux réactifs. On ne peut nier cependant la réactivité de certains granulats contenant plus de 20 % de quartz déformé avec un angle d'extinction ondulatoire de plus de 15° [162]. De nouvelles investigations sont nécessaires pour préciser la teneur critique en quartz déformé.

b) Défauts liés à l'altération chimique. C'est le cas des quartz de certaines roches éruptives, mais aussi de roches sédimentaires (grès ou quartzite) ou métamorphiques. C'est aussi le cas des feldspaths alcalins ou calcoalcalins qui se révèlent d'autant plus réactifs que leur état d'altération est avancé.

L'altération des quartz se traduit par l'existence de formes de corrosion en angles ou en triangles emboîtés. Quant aux feldspaths, leur altération est mise en évidence par l'existence de minéraux argileux le long des plans de clivage du minéral.

Remarque : Les minéraux siliceux réagissent en participant à la formation de gel par libération progressive de silice. Les minéraux feldspathiques et micacés réagissent, d'une part, en libérant des alcalis qui contribuent à élever le taux disponible, d'autre part, en fournissant, comme les minéraux siliceux, de la silice qui contribue au développement du gel.

Reactivity is dependent partly on the minerals and partly on the rocks formed by the combination of minerals. Thus we must distinguish between :

- factors connected with the constituent minerals :
 - type;
 - tectonic and weathering history;
- factors connected with the rock :
 - structure, grain size, porosity, permeability, specific surface;
 - composition.

A) *Mineral-dependent Factors*

Type : the most commonly incriminated minerals in structures subject to alkali-aggregate reaction are the siliceous polyphased minerals and a few silicates such as :

- amorphous minerals like opal and volcanic glass;
- cryptocrystalline minerals like chalcedony;
- crystalline minerals like quartz, feldspar, and phyllosilicates.

— History : Opal occurs mainly in sedimentary rocks and occasionally in certain basalts, and is the most reactive mineral. The other minerals like quartz, feldspars and the phyllosilicates are noted to be more reactive when they contain imperfections.

These imperfections fall into two categories :

a) Those associated with tectonic stresses which have deformed the crystalline lattice. This is the case with quartz having distortions of the crystal lattice as demonstrated by a microscopic technique referred to as “ undulatory extinction ” utilizing polarized light. Such quartz is frequent in metamorphic rocks like gneiss and micaschist, but is also found in some magmatic rocks such as granite.

In Table 2 more than 30 % strained quartz in granites, granodiorites and gneisses as by an undulatory extinction angle of 25° or more has been categorized as reactive component. However there is also evidence of the reactivity of aggregates containing more than 20 % strained quartz with undulatory extinction angle greater than 15° [162]. The criteria for deleterious percentage for strained quartz need therefore more investigations to be carried out.

b) Those associated with chemical alterations. This is the case with the quartz in some igneous rocks, as well as sedimentary sandstone and quartzite, and metamorphic rocks. It is also the case with alkali and calcium alkali feldspars which have greater reactivity when they reach a more advanced state of alteration.

The alteration of quartz through this corrosive process produces corrosion shapes on a minute scale consisting of nested angles or triangles. Alteration of feldspars is revealed by the existence of clay minerals along the mineral cleavage planes.

It should be noted that siliceous minerals react to alkalis by the formation of expansive gel through the gradual freeing of silica. Feldspar and micaceous minerals react by (i) freeing alkalis, tending to increase the available concentration and (ii) yielding (like the siliceous minerals) silica which helps in the development of the gel.

B) Facteurs liés aux roches

Si ce sont les minéraux qui réagissent, leur réactivité dépend en partie de la roche qu'ils constituent. C'est ainsi que, parmi les roches réactives, des listes de granulats ayant déjà réagi dans diverses contrées constituent un guide utile (Tableau 2). La quantité de granulats réactifs qui entraîne l'expansion maximale — le « pessimum content » (voir 3.2.3.) — est très variable. Elle se situe dans certains cas entre 3 et 5 % seulement, mais peut être plus grande suivant le type de roche et la méthode de mesure de la teneur « pessimum ».

Les facteurs liés aux roches sont de deux ordres :

- facteurs de structure;
- facteurs de composition.

Parmi les facteurs de structure, le plus facile d'accès est, sans contestation possible, la taille des grains. On constate, en effet, que les roches grenues à grains de plusieurs mm de grosseur sont beaucoup plus sensibles que les roches à grains très fins. Des exceptions existent cependant comme dans le cas des roches du groupe Malmesburg en Afrique du Sud. Le caractère grenu s'accompagne souvent d'une fissuration importante. Aussi, il apparaît indispensable de déterminer les paramètres de structure suivants :

- perméabilité;
- porosité;
- surface spécifique.

Les facteurs de composition correspondent à la détermination des minéraux présents dans la roche et à leur abondance relative. Dans le cas des roches sédimentaires, s'intéresser à ces caractéristiques revient à se préoccuper de la nature et de la proportion de liant dans la matrice. C'est ainsi que les roches magmatiques acides ayant subi des efforts tectoniques et une altération puissante sont plus vulnérables que des roches basiques.

De même, un calcaire cristallin ou lithographique, en général inerte, peut devenir réactif s'il contient une fraction siliceuse ou argileuse diffuse dans sa masse; si cette fraction siliceuse est constituée de microquartz, la réactivité sera faible. Par contre, avec de la silice amorphe la réactivité sera élevée.

1.3.2.2. Ciments

Une teneur très élevée en alcalis dans la phase aqueuse interstitielle est généralement due à la dissolution des alcalis du ciment ou d'autres liants. Les alcalis peuvent aussi provenir de certains granulats (feldspaths) ou d'adjuvants. Cependant, la présence de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libre est une condition nécessaire à l'expansion.

Aux États-Unis, une recommandation ASTM [3] limite la teneur autorisée en alcalis dans le ciment Portland, dont la mesure est considérée comme un contrôle suffisant. Cependant, actuellement il y a un consensus international pour affirmer que le risque d'expansion est proportionnel, lorsque les granulats sont réactifs, à la teneur globale en alcalis du béton. Des mesures de contrôle devraient reconnaître ce fait comme cela existe déjà dans la pratique britannique (voir 3.3). Lorsque les granulats sont réactifs, l'utilisation de ciments Portland riches en alcalis peut poser des problèmes après seulement quelques années.

B) *Rock-dependent Factors*

Although it is the minerals which react, they are contained in rock and their reactivity is governed partly by the rock formation. Lists of rocks classified as reactive, which are known to have produced reactions in various countries are a useful guide (Table 2). The proportion of reactive aggregate causing maximum swelling — the “ pessimum content ” as described in 3.2.3 — is highly variable. In many cases it ranges from 3 % to 5 % but it can be greater, depending on rock type and how pessimum content is measured.

There are two categories of rock-dependent factors :

- structural factors;
- composition factors.

The most readily recognizable structural factor is the grain size. It is generally thought that grained rocks whose grain size is measured in several millimetres are much more susceptible to reactivity than very fine grained rocks. Exceptions are noted however, as in the case of the Malmesburg group of rocks in South Africa. A coarse-grained texture is often accompanied by severe cracking, and it is therefore important to determine the following structural parameters of the aggregates :

- permeability;
- porosity;
- specific surface.

Composition factors involve determination of the minerals present in the rock and their relative concentration. With sedimentary rocks, consideration of these properties means concerning oneself with the type and contents of the cementitious binding materials within the rock matrix, as well. Acidic magmatic rocks that have undergone tectonic stresses and severe alteration are more vulnerable than basic rocks to alkalis.

A crystalline or lithographic limestone, which is usually inert, can become reactive if it contains a siliceous or clay fraction disseminated within the mass. If the siliceous fraction consists of microquartz, reactivity will be slight. But with amorphous silica, reactivity will be high.

1.3.2.2. *Cements*

Very high alkali content in the pore water phase is usually due to solution of the alkalis in the cement and other cementitious materials. Alkalis can also come from certain aggregates (feldspars) or admixtures. However the presence of free $\text{Ca}(\text{OH})_2$ is prerequisite for expansion to occur.

In American practice, an ASTM (American Society for Testing and Materials) recommendation [3] limits the permissible alkali content in portland cement, and this used to be considered a sufficient control measure. However, today there is beginning to emerge general agreement that the swelling risk with reactive aggregates is proportional to the total alkali content of the concrete. Control measures should recognize this fact as in British practice (see 3.3). With reactive aggregates, the use of alkali-rich portland cements can cause problems after only a few years.

L'emploi de ciments à forte teneur en laitier permet d'éviter une réaction alcali-silice. Il en est de même de l'emploi d'adjuvants minéraux, tels que fumées de silice, pouzzolanes naturelles et cendres volantes, dès lors que leur efficacité a été démontrée par des essais en laboratoire.

1.3.2.3. *L'humidité de l'environnement*

Une humidité relative de 80 % ou plus est très favorable à l'alcali-réaction (voir 3.1.1).

1.3.2.4. *La température*

Une élévation de température accélère les réactions à court terme (voir 3.1.3).

1.3.2.5. *Les contraintes de compression*

L'expansion et les dommages dus à l'AR sont fortement influencés par le confinement et les contraintes. Une bonne distribution de contraintes de compression peut réduire l'expansion du béton dans la direction de la compression et éviter l'ouverture de fissures, donc limiter les circulations d'eau.

De ce point de vue, il y a une différence entre une fissuration primaire due directement à l'irrégularité locale du gonflement du béton (réseau de fissures très caractéristique) et une fissuration secondaire (ou structurale) produite par tous les confinements s'opposant à l'expansion.

Suivant certains résultats d'observation, il apparaît que l'expansion dans les sections basses des barrages où les contraintes sont fortes est vraisemblablement moins forte que dans les parties hautes.

De telles contraintes, appelées aussi « backpressures », sont produites par l'expansion elle-même et peuvent être la cause, dans certains cas, d'un ralentissement de l'expansion ou même de son arrêt.

1.3.2.6. *Le temps*

Les fissures apparaissent à des temps variables. L'expansion du béton peut être progressive ou se produire tardivement mais brutalement.

La stabilisation peut s'opérer par épuisement des fractions réactives des granulats polyphasés. C'est ce qui a été observé après trente ans dans des barrages aux États-Unis, grâce à l'examen microscopique de carottes extraites à intervalles réguliers. A aucun moment, il n'y avait de risque de rupture prochaine des ouvrages [4].

Cements with a high slag content may prevent the alkali-silica reaction, as do mineral admixtures such as silica fume, natural pozzolan and fly ash. However, the effectiveness should be demonstrated by trial mixtures used in laboratory tests.

1.3.2.3. *Environmental Humidity*

The alkali-aggregate reaction is greatly promoted by a relative humidity of 80 % or more (see 3.1.1).

1.3.2.4. *Temperature*

Temperature rises accelerate reactions in the short term (see 3.1.3).

1.3.2.5. *Compressive Stresses*

The expansion and damage due to AAR are greatly influenced by the presence of restraints and stresses applied to the concrete. In fact well distributed compressive stresses can reduce the concrete expansion in the direction of compression and prevent cracks to open, limiting in this way the water circulation.

From this point of view there is a difference between primary cracking directly due to irregular local concrete expansion (typical map cracking pattern) and secondary, or structural, cracking which is produced by any structural restraint opposing the expansion.

From some observations it appears that the expansion at the bottom section of dams, where stresses are high, is likely to be less important than at higher elevations.

As such stresses, also called backpressures, are produced by the expansion itself, they may likely be one of the causes which in some cases slow down the expansion and eventually stop it.

1.3.2.6. *Time*

Cracks appear after variable lengths of time. Concrete swelling may be gradual or may occur suddenly at a later time.

Swelling may eventually stop when all the reactive fractions of polyphase aggregate have been exhausted. This has been observed after thirty years at dams in the United States from microscope examination of samples cored at regular intervals. The structures where this was studied were never in any danger of immediate failure [4].

Tableau 2

Minéraux, roches et autres substances qui sont potentiellement nocifs
 en réagissant avec les alcalis du ciment.
 (Cette liste, établie par le CSIR de Prétoria, n'est pas exhaustive.)

| MINÉRAUX | |
|---|--|
| Opale. Calcédoine. Tridymite. Cristobalite. Cryptocristallin, microcristallin, quartz vitreux. Quartz à gros grains, fortement fracturé et grené, avec contraintes internes ou comportant des inclusions submicroscopiques et dont l'illite est un des plus communs. Verre volcanique silicique, intermédiaire et basique. Quartz en veines. | |
| ROCHES | |
| Roches | Composant réactif |
| Roches ignées | |
| Granites Granodiorites Charnockites | Plus de 30 % de quartz déformé caractérisé par un angle d'extinction ondulatoire de 25° ou plus. |
| Pierre ponce Rhyolites Andésites Dacites Latites Perlites Obsidiennes Tufs volcaniques | Verre volcanique silicique à intermédiaire riche en silicates, verre dévitrifié, tridymite. |
| Basaltes | Calcédoine, cristobalite, palagonite, verre volcanique basique. |
| Roches métamorphiques | |
| Gneiss Schistes | Plus de 30 % de quartz déformé caractérisé par un angle d'extinction ondulatoire de 25° ou plus. |
| Quartzites | Quartz déformé comme ci-dessus, 5 % ou plus de chert. |
| Cornéennes Phillites Argilites | Quartz déformé comme ci-dessus, quartz microcristallin à cryptocristallin. |

Table 2

Minerals, rocks and other substances which are potentially deleteriously reactive with alkalis in cement.
(This list, prepared by CSIR, Pretoria, is not exhaustive.)

| MINERALS | |
|---|---|
| Opal. Chalcedony. Tridymite. Cristobalite. Cryptocrystalline, microcrystalline or glassy quartz. Coarse-grained quartz which is intensely fractured, granulated and strained internally or filled with submicroscopic inclusions of which illite is one of the most common. Silicic, intermediate and basic volcanic glasses. Vein quartz. | |
| ROCKS | |
| Rocks | Reactive component |
| Igneous rocks | |
| Granites Granodiorites Charnockites | More than 30 percent strained quartz as characterised by an undulatory extinction angle of 25° or more. |
| Pumice Rhyolites Andesites Dacites Latites Perlites Obsidians Volcanic tuffs | Silicic to intermediate silica rich volcanic glasses; devitrified glass; tridymite. |
| Basalts | Chalcedony; cristobalite; palagonite; basic volcanic glass. |
| Metamorphic rocks | |
| Gneisses Schists | More than 30 percent strained quartz as characterised by an undulatory extinction angle of 25° or more. |
| Quartzites | Strained quartz as above; 5 percent or more chert. |
| Hornfelses Phillites Argillites | Strained quartz as above; microcrystalline to cryptocrystalline quartz. |

Tableau 2 (suite)

| ROCHES | |
|--|---|
| Roches | Composant réactif |
| Roches sédimentaires | |
| Grès | Quartz déformé comme ci-dessus, 5 % ou plus de chert, opale. |
| Grauwackes | Quartz déformé comme ci-dessus, quartz microcristallin à cryptocristallin. |
| Marnes Schistes | Quartz déformé comme ci-dessus, quartz microcristallin à cryptocristallin, opale. |
| Tillite | Quartz déformé comme ci-dessus, quartz microcristallin à cryptocristallin. |
| Chert Silex | Quartz cryptocristallin, calcédoine, opale. |
| Diatomite | Opale, quartz cryptocristallin. |
| Calcaire argilo- dolomitique Dolomie argilo- calcique Calcite argileuse quartzique Dolomie quartzifère | Dolomite, phyllosilicates révélés par la dédolomitisation. |
| AUTRES SUBSTANCES | |
| Verres synthétiques - Gel de silice | |

Table 2 (continued)

| ROCKS | |
|--|---|
| Rocks | Reactive component |
| Sedimentary rocks | |
| Sandstones | Strained quartz as above; 5 percent or more chert; opal. |
| Greywackes | Strained quartz as above; microcrystalline to cryptocrystalline quartz. |
| Siltstones Shales | Strained quartz as above; microcrystalline to cryptocrystalline quartz; opal. |
| Tillite | Strained quartz as above; microcrystalline to cryptocrystalline quartz. |
| Chert Flint | Cryptocrystalline quartz; chalcedony; opal. |
| Diatomite | Opal; cryptocrystalline quartz. |
| Argillaceous dolomitic limestones Argillaceous calcitic dolostones Quartz-bearing argillaceous calcitic dolostones | Dolomite; phyllosilicates exposed by dedolomitisation. |
| OTHER SUBSTANCES | |
| Synthetic glass; silica gel | |

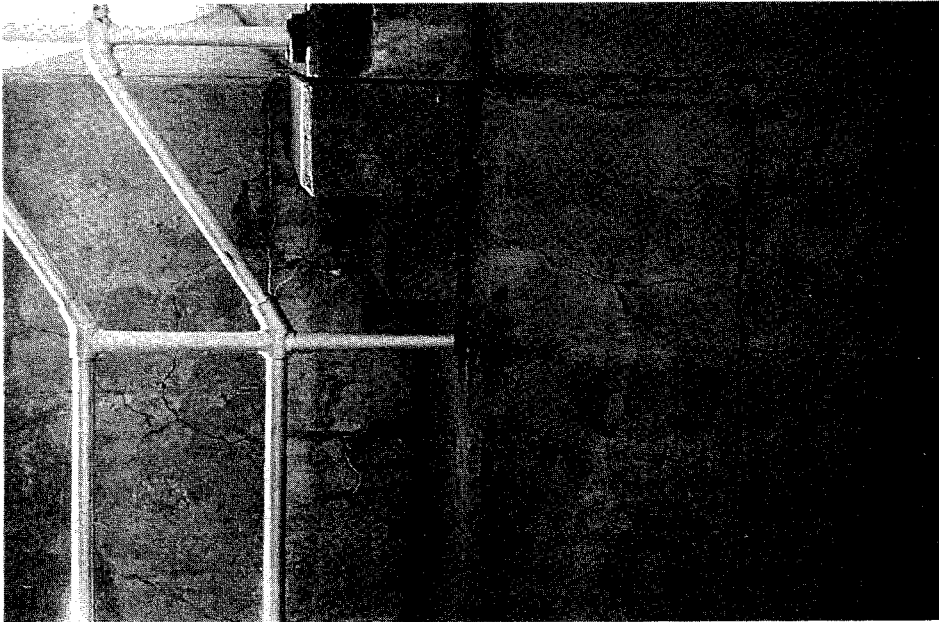


Fig. 1

Cracking on dam face.

Mosaïque de fissures dans le mur de retenue d'un barrage.

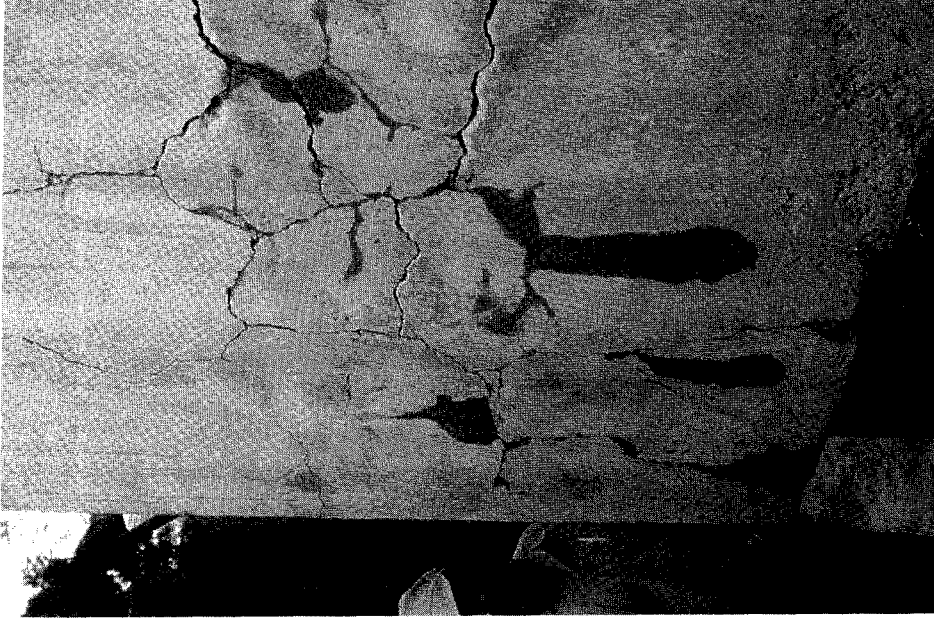


Fig. 2

Cracks grow and widen as alkali-aggregate reaction proceeds.

Élargissement des fissures en cours d'évolution de l'alcali-réaction.

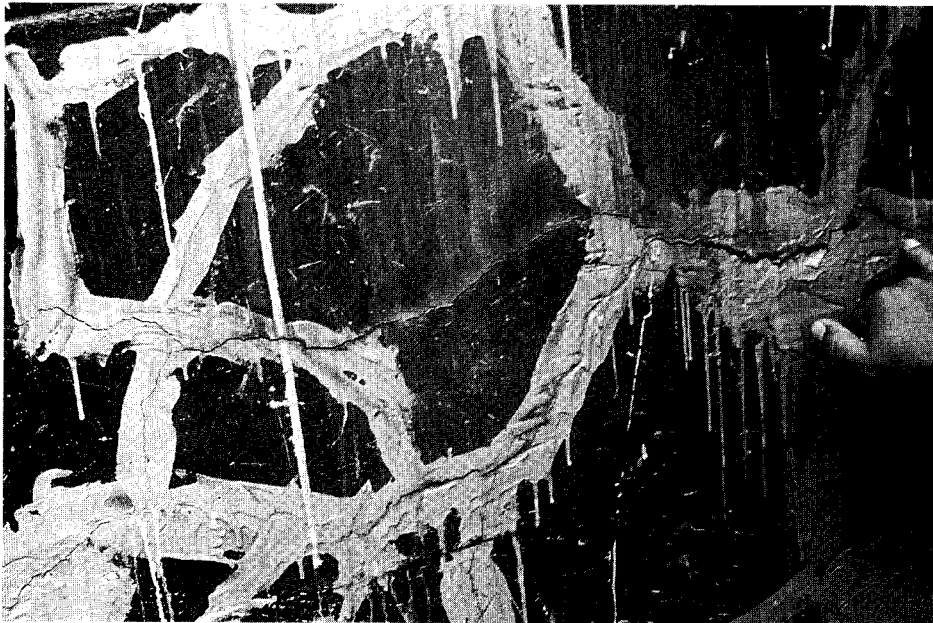


Fig. 3

Cracks filled with epoxy resin and pasted over.

A few months later, the cracks had re-opened and new ones had appeared.

*Réparation par injection de résine époxy dans des fissures et cachetage en pâte époxy.
Quelques mois plus tard, les fissures se sont réouvertes et d'autres sont apparues.*

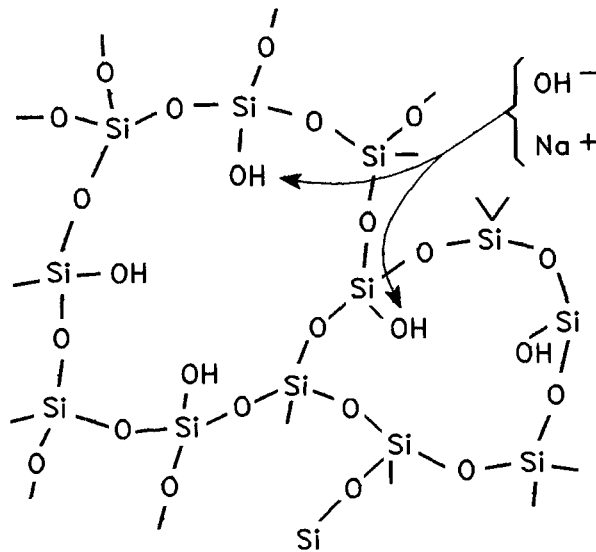
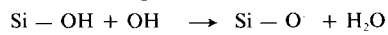


Fig. 4

Neutralisation of acid silanol groups by NaOH acid-base reaction [2] :



Neutralisation par NaOH des groupes silanols acides suivant la réaction acide-base :

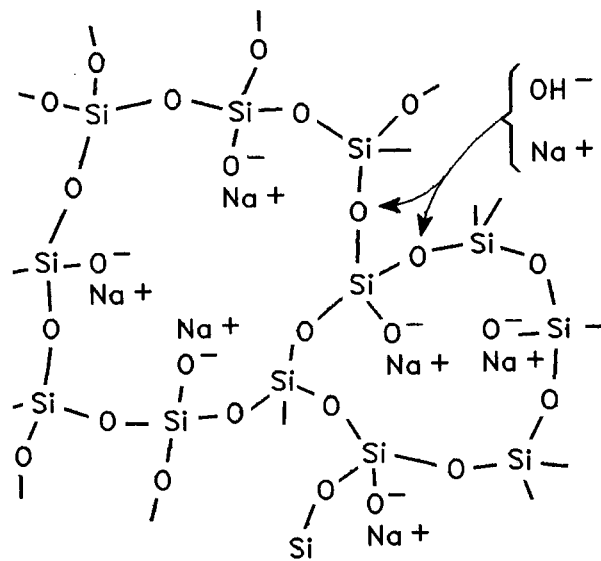
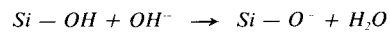
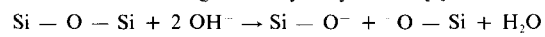
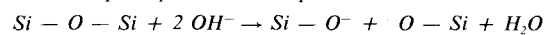


Fig. 5

Siloxane bridges destroyed by NaOH [2] :



Rupture par NaOH des ponts siloxanes :



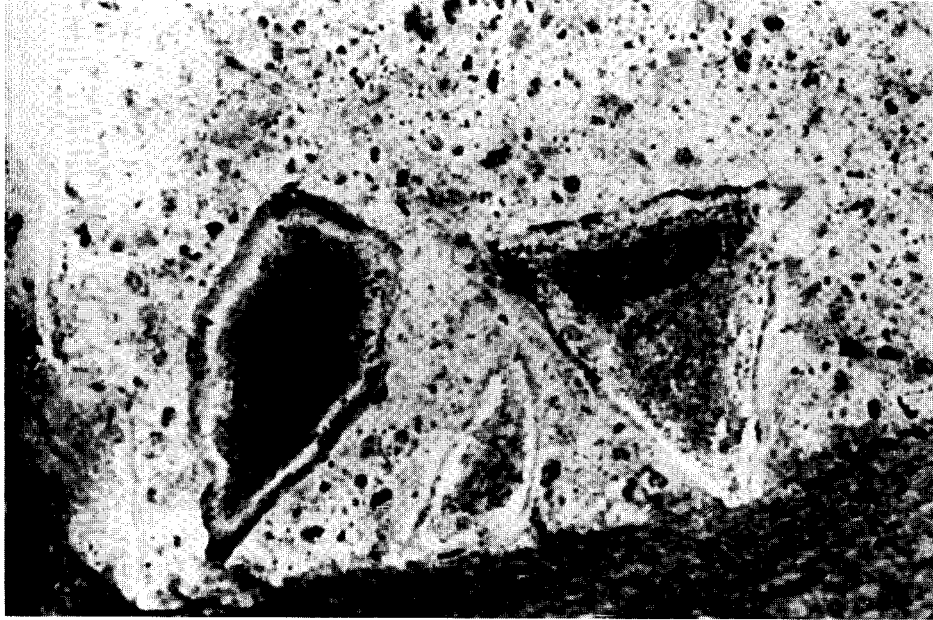


Fig. 6

Shale aggregate attacked by alkali reaction : a dark halo of gel and microcrystals as white rim.
Granulats schisteux attaqués par l'alkali-réaction : halo sombre de gel et liseré blanc de microcristaux.

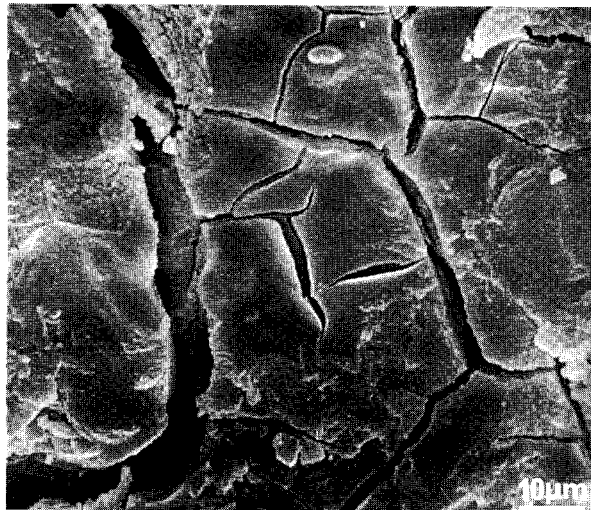


Fig. 7

Enlarged view of potassium-calcium silicate gel.
Détail du gel formé de silicate de potassium et de calcium.

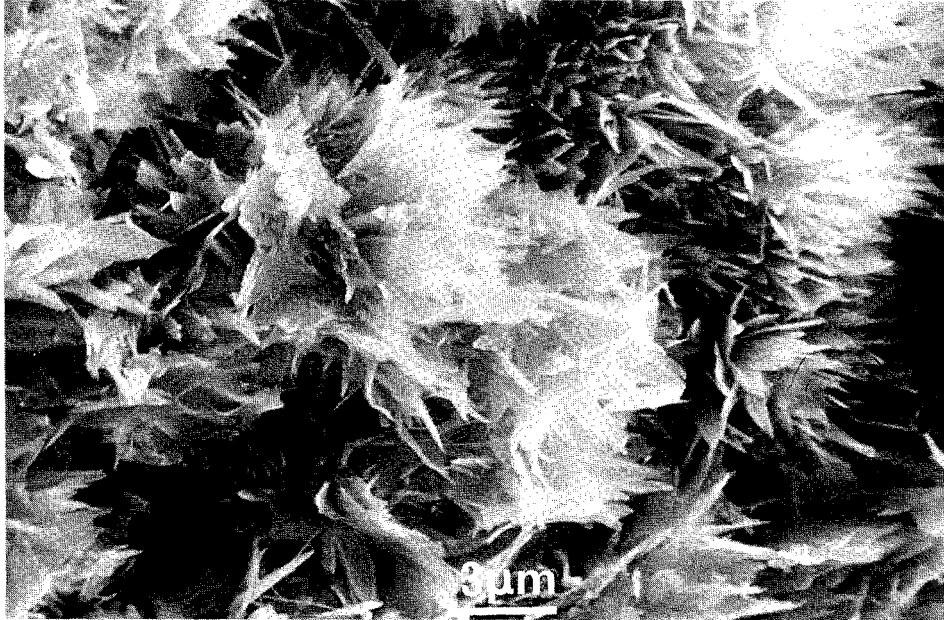


Fig. 8

Alkaline silicate crystal deposit on aggregate, richer in potassium than gel.
Cristaux de silicate alcalin déposés sur un granulat, plus riches en potassium que le gel.



Fig. 9

Microcrystallised zone between gel and crystals, composition also intermediate :
the silicate contains as much potassium as calcium.
*Zone microcristallisée entre gel et cristaux, de composition également intermédiaire :
le silicate contient autant de potassium que de calcium.*

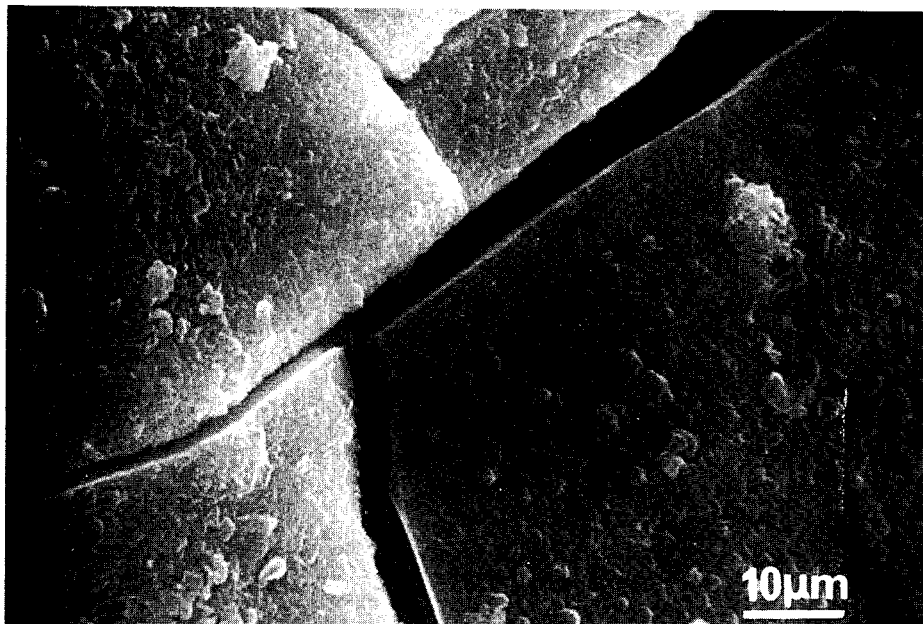


Fig. 10
Gel mass around siliceous aggregate.
Gel autour d'un granulat siliceux.

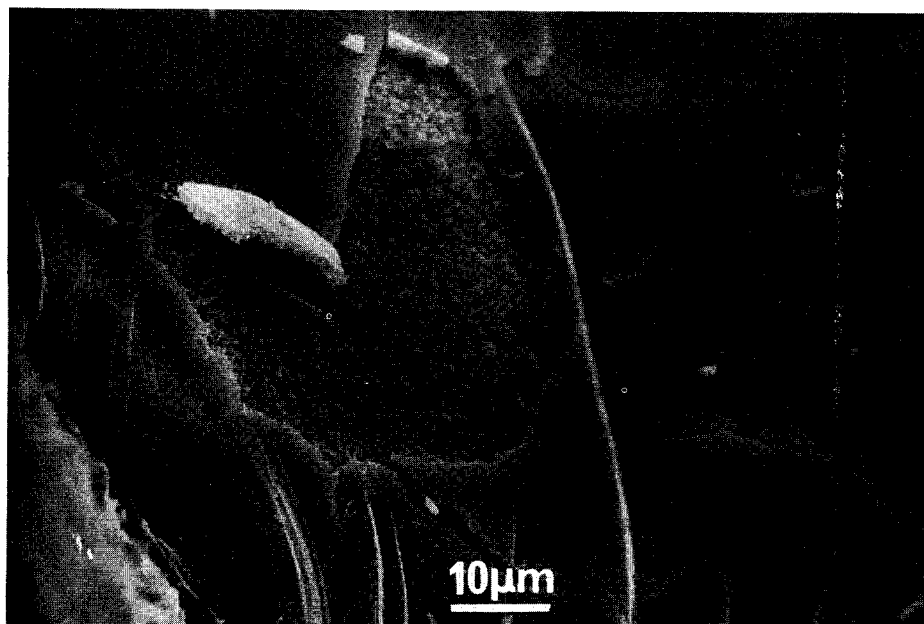


Fig. 11
Isotropic gel covering fine-grained product.
Gel isotrope couvrant un produit finement granulé.

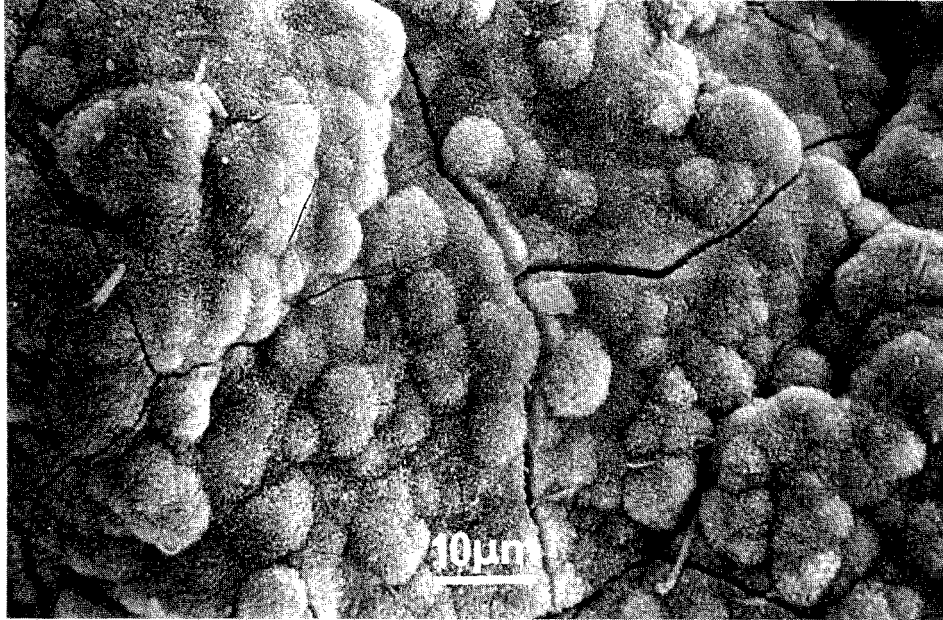


Fig. 12
Spongy gel.
Gel spongieux.

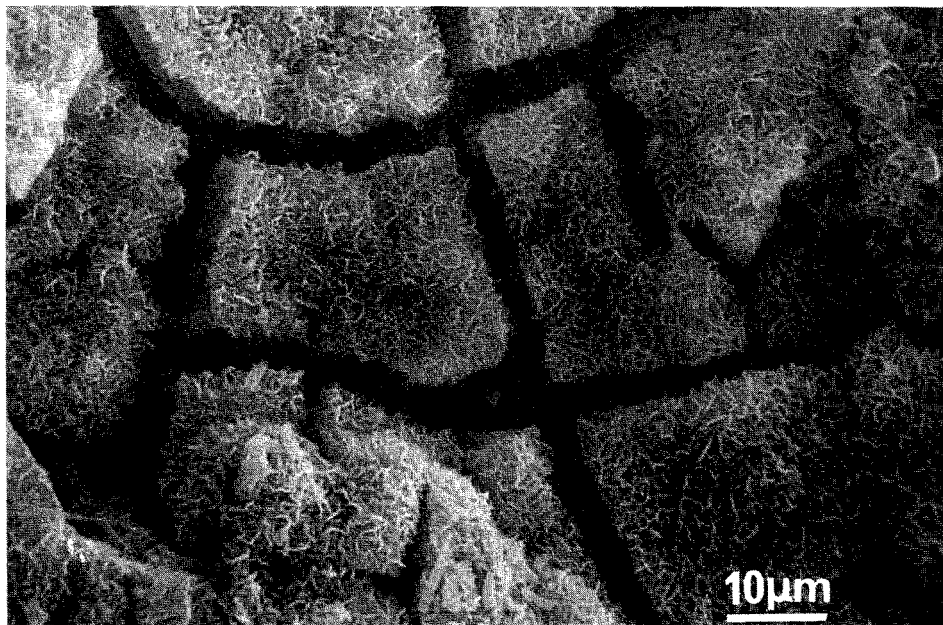


Fig. 13
Foliated covering.
Revêtement foliacé.

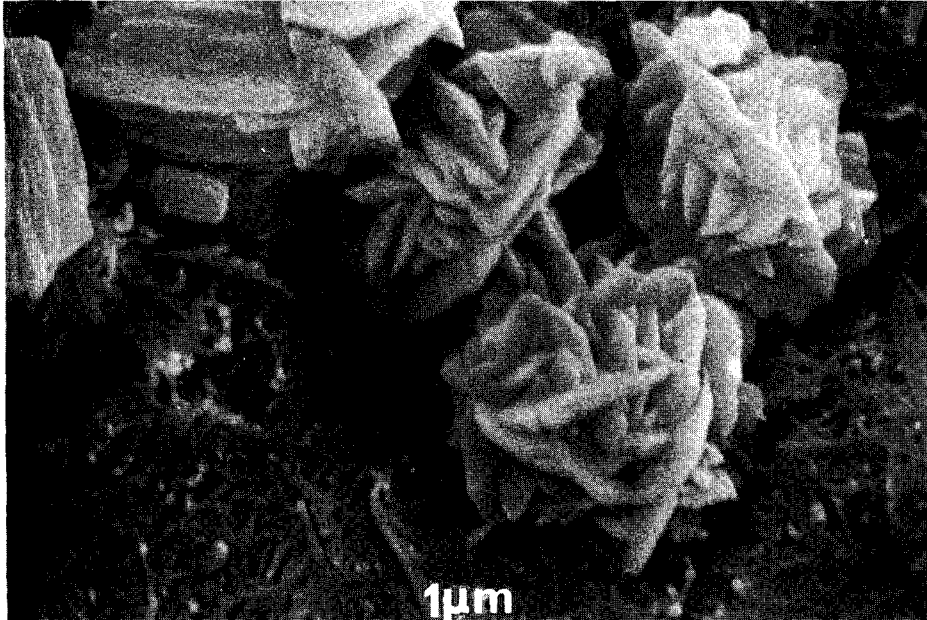


Fig. 14

Rose-petal crystals.
Cristaux en pétales de rose.

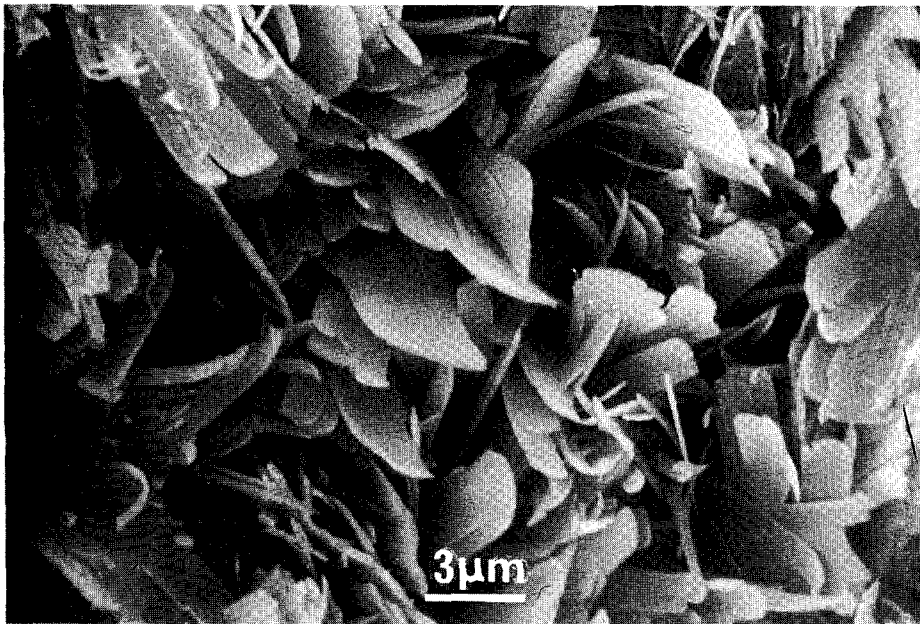


Fig. 15

Flaky crystals.
Cristaux lamellaires.

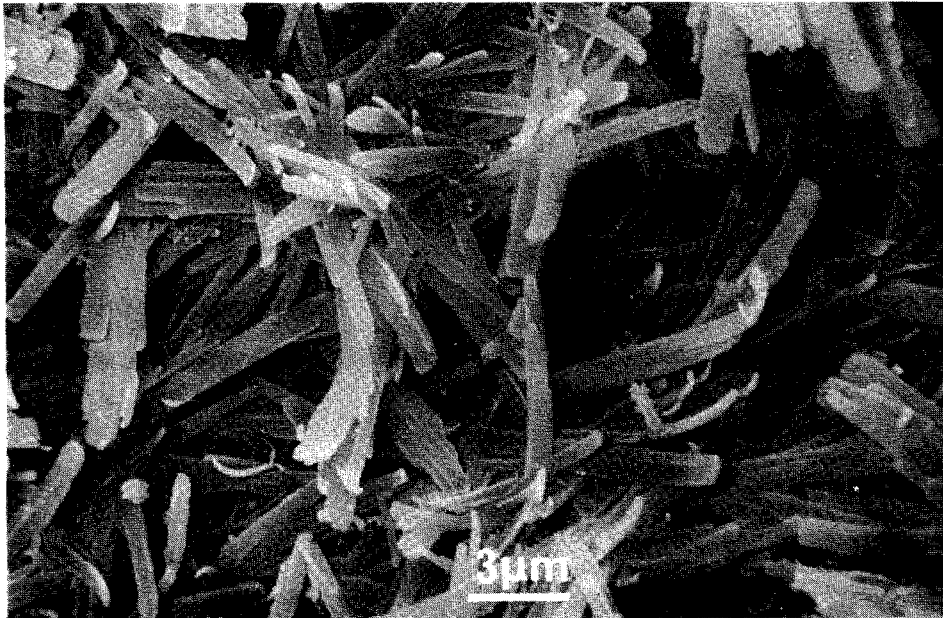


Fig. 16
Fibrous crystals.
Cristaux fibreux.

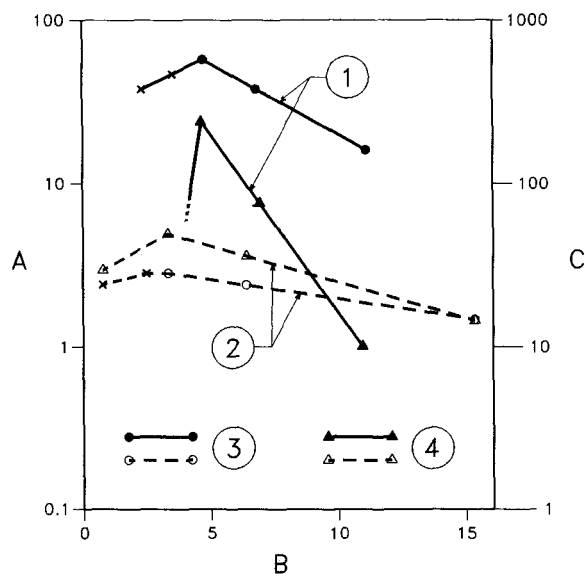


Fig. 17

Osmotic pressure and swelling of amorphous silica in soda solution [2]

Pression osmotique et gonflement de silice amorphe dans une solution de soude [2]

(A) Osmotic pressure (kg/cm^2)

(A) *Pression osmotique (kg/cm^2)*

(B) $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ mole ratio of starting mixture.

(B) *Rapport du nombre de moles $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ dans la solution initiale.*

(C) Volume increase (%).

(C) *Augmentation de volume (%).*

(1) In 0.7 M NaOH.

(1) *0,7 M de NaOH.*

(2) In 0.05 M NaOH.

(2) *0,05 M de NaOH.*

(3) Osmotic pressure.

(3) *Pression osmotique.*

(4) Volume increase.

(4) *Augmentation de volume.*

2. INCIDENCE DE L'AR SUR LES BARRAGES

2.1. LOCALISATION ET IMPORTANCE DE L'AR

Dans les publications relatives aux barrages en béton dans le monde, on note un grand nombre de cas de dégradation du béton de barrages en service [5, 6]. Cependant, ces cas sont considérés, avec raison, comme des anomalies, des exceptions à la règle générale. Dans chaque pays possédant un grand nombre de barrages en béton, il existe des cas de dégradation pour peu que l'on se soit attaché à relever l'état du béton quelques décennies après la construction. L'alcali-réaction fut identifiée et décrite pour la première fois aux États-Unis en 1939, le barrage de Parker (Californie) étant une des premières constructions en béton où ce phénomène fut défini [7, 8]. Les organismes publics américains, responsables de la construction et de l'exploitation des barrages, sont depuis longtemps conscients du problème, plus peut-être que les constructeurs et les exploitants ailleurs dans le monde. Compte tenu de ces expériences et des nombreuses études relatives aux phénomènes, les spécialistes ont conclu que presque tous les granulats, sinon la totalité, possédaient un certain potentiel de réaction avec les alcalis, et qu'ainsi la réactivité risquait de se manifester partout dans le monde. Ainsi, en ce qui concerne la localisation du phénomène, on doit conclure qu'il est présent partout.

Le questionnaire sur les alcali-réactions constatées dans les barrages en service fut diffusé en 1985 par le Comité des Matériaux pour Barrages en Béton, auquel beaucoup de pays ont répondu. Aux États-Unis, le phénomène fut constaté sur 24 ouvrages [32] répartis dans onze États. En plus, dans les États de Wyoming, Colorado, Nebraska, Kansas, Dakota du Nord, Dakota du Sud, et Montana, il existe de nombreuses indications de réactions alcali-silice pour les routes et les autres ouvrages d'art, mais aucune mention n'est faite des barrages.

Aux États-Unis, les ouvrages cités dans les réponses au questionnaire sont les suivants :

| | | |
|-------------------------|------------------|-------------------|
| <i>Alabama</i> | <i>Arizona</i> | <i>Californie</i> |
| W.B. Oliver | Copper Basin | Drum Afterbay |
| | Gene Wash | Friant |
| | Parker | Hansen |
| | Stewart Mountain | Lake Spaulding |
| | | Matilija |
| | | Pit 4 |
| <i>Géorgie</i> | <i>Idaho</i> | <i>Illinois</i> |
| New Savannah Bluff | American Falls | Lock and Dam 26 |
| | Blackfoot | |
| <i>Caroline du Nord</i> | <i>Maine</i> | <i>Missouri</i> |
| Fontana | Bar Mills | Lock and Dam 24 |
| Hiwassee | Cataract | |
| | Williams | |
| <i>Tennessee</i> | <i>Virginie</i> | |
| Center Hill | Terminus | |
| Chickamauga | | |

2. INCIDENCE OF AAR ON DAMS

2.1. WHERE? HOW MUCH?

In the published literature on concrete in dams throughout the world, there are numerous references to the deterioration of concrete in service [5, 6]. However, instances of such deterioration have been treated, properly, as anomalous behaviour, or exceptions to the rule. There are references to deterioration of dams in every country having a significant number of concrete dams, where a realistic effort has been made to assess the condition of the concrete, a decade or so after construction. Alkali-aggregate reaction was first identified and described in the United States in 1939. Parker Dam in California was among the first concrete structures [7, 8] in which such a condition was defined. Public agencies in the United States which have built and operated dams have had a long awareness of concrete problems related to alkali-aggregate reaction, more so perhaps than dam builders and operators elsewhere. This exposure to the problem and the associated studies have led specialists to conclude that most, if not all, aggregates have some potential to react with alkalis and it is also obvious that alkali reactivity can occur anywhere in the world. Therefore, the answer to the first question "Where?" is thus answered "Everywhere".

A questionnaire on alkali-aggregate reactivity in dams was circulated in 1985 by the ICOLD Committee on Materials for Concrete Dams, and replies were received from many countries concerning many dams. In the United States, reports [32] of alkali-aggregate reactivity were filed on 24 structures distributed through eleven states. In addition in the states of Wyoming, Colorado, Nebraska, Kansas, North Dakota, South Dakota, and Montana, there is extensive evidence of alkali-silica reaction affecting highway structures, as well as other structures, although reports of alkali-aggregate reaction in dams were not filed.

The dams on which reports were filed by states are :

| | | |
|-----------------------|------------------|-------------------|
| <i>Alabama</i> | <i>Arizona</i> | <i>California</i> |
| W.B. Oliver | Copper Basin | Drum Afterbay |
| | Gene Wash | Friant |
| | Parker | Hansen |
| | Stewart Mountain | Lake Spaulding |
| | | Matilija |
| | | Pit 4 |
| <i>Georgia</i> | <i>Idaho</i> | <i>Illinois</i> |
| New Savannah Bluff | American Falls | Lock and Dam 26 |
| | Blackfoot | |
| <i>North Carolina</i> | <i>Maine</i> | <i>Missouri</i> |
| Fontana | Bar Mills | Lock and Dam 24 |
| Hiwassee | Cataract | |
| | Williams | |
| <i>Tennessee</i> | <i>Virginia</i> | |
| Center Hill | Terminus | |
| Chickamauga | | |

Cette liste s'allongera avec l'extension de la collecte de données aux autres États où l'alcali-réaction a été mise en évidence.

Les réponses citent également cinq cas de barrages dégradés en France (Chambon, Castelnaud, Maury, Temple et Bimont), trois en Espagne (Salas, San Esteban, évacuateur de Portodemouros), deux en Inde (Hirakud et Rihand) et deux au Brésil (Moxoto et Peti), un en Zambie (Itezhi-Tezhi) et un au Kenya (évacuateur de Kamburu).

Plusieurs barrages montrent des signes évidents de problèmes liés à l'AR en Afrique du Sud et au Canada. En Grande-Bretagne, il y a trois barrages affectés dans la région des Midlands, et un cas douteux dans le sud-ouest de l'Angleterre.

Le premier cas clairement identifié d'alcali-réaction accompagnée d'une importante fissuration du béton, dans la partie anglophone de l'Europe, a été cité en 1975 et concerne le barrage de Val de la Mare, sur l'île anglo-normande de Jersey [9, 10, 11]. La répartition des ouvrages atteints peut être précisée par la lecture des comptes rendus des conférences internationales sur les alcalis présents dans le béton, dont la liste est donnée dans le chapitre 7 « Références ».

On devient de plus en plus conscient des problèmes liés à l'alcali-réaction. C'est ainsi que, jusqu'en 1982 environ, cette réaction ne préoccupait pas le Japon, mais, entre 1982 et 1986, le problème a revêtu une importance telle que le Japon a cru bon d'envoyer une délégation importante à la 7^e Conférence Internationale d'Ottawa, en 1986, et a cherché à recevoir la 8^e Conférence en 1989. La contribution des Japonais liée à ce problème technique d'une ampleur grandissante est importante.

Plusieurs auteurs ont étudié et décrit l'alcali-réaction et les risques associés à l'utilisation de certains granulats dans des barrages. Parmi ces auteurs, on peut citer :

— Buck et Mather [12] (1978) : comparaison des composés produits par la réaction alcali-silice dans des échantillons pris dans le béton de 4 barrages (W.B. Oliver, Fontana, New Savannah Bluff, Fort Meade, tous aux États-Unis), et d'un bassin de radoud (Charleston, Caroline du Sud (USA)).

— Powrie [13] (1986) : AR à l'aménagement d'accumulation par pompage de Steenbras (Afrique du Sud).

— Kammer et Carlson [14] (1941) : gonflement tardif du béton du barrage de Buck (USA), provoqué par l'alcali-réaction.

— Cavalcanti [15, 133] (1986) : AR au barrage de Moxoto (Brésil).

— Middleboe [16] (1984) : le barrage de Tarbela (Pakistan), dernière victime du « cancer » du béton.

— Visvesvaraya *et al.* [17] (1986) : alcali-réaction dans les galeries d'un barrage de 100 m de hauteur, construit il y a 25 ans en Inde, sans indication du nom.

— Sudhindra *et al.* [18] (1987) : influence du quartz déformé sur l'amorçage de l'AR aux barrages de Hirakud et de Rihand (Inde). Le gonflement du béton au barrage de Rihand fut également analysé par Datta [19].

— Palmer [11] (1978) : détection de l'AR dans un petit barrage en Écosse. Cas

As data on other dams in the United States, where concrete has been studied and found to contain evidence of AAR, are compiled, such a list is expected to increase.

Reports were filed on five dams affected by AAR in France (Chambon, Castelnaud, Maury, Temple and Bimont Dams), on three dams in Spain (Salas Dam, San Esteban Dam and Portodemouros dam's Spillway), on two in India (Hirakud and Rihand Dams) and two in Brazil (Moxoto and Peti Dams), and on one case in Zambia (Itezhi-Tezhi Dam) and Kenya (Kamburu Spillway).

Three dams in the Midlands area of England and a suspected case in South West England were reported in Great Britain. Several dams have evidenced AAR problems in South Africa and in Canada.

The first positively identified alkali-aggregate reaction with significant concrete cracking taking place in the English-speaking part of Europe related to Val de la Mare, Jersey, Channel Islands, reported in 1975 [9, 10, 11]. The distribution of structures so far reported to have been affected by alkali-aggregate reaction can be further defined by reference to the International Conferences on Alkalis in Concrete, the Proceedings of which are listed in the references.

There is generally an increasing awareness of the problems related to alkali-aggregate reaction. For example, until about 1982, alkali-aggregate reaction was not regarded as a significant problem in Japan. However, between 1982 and 1986, it became recognized as sufficiently important that at the Seventh International Conference in Ottawa in 1986, the Japanese sent a large delegation. Furthermore, arrangements were made to hold the Eighth International Conference in Japan in 1989. The Japanese are making important contributions to this ever broadening technology.

Studies and reports of AAR or the potential for AAR in aggregates used in specific dams have been reported by a number of people worldwide.

Some examples follow :

— Buck and Mather [12] (1978) who presented a comparison of data on products of the alkali-silica reaction obtained from samples of the concrete in a number of structures, four of which were dams and one of which was a dry dock. The dams were W. B. Oliver (USA), Fontana (USA), New Savannah Bluff (USA), and Fort Meade (USA). The dry dock was at Charleston, South Carolina (USA).

— Powrie [13] (1986) reported on alkali-aggregate reaction at the Steenbras Pumped Storage Scheme, South Africa.

— Kammer and Carlson [14] (1941) described delayed expansion of concrete in Buck Dam, USA, due to AAR.

— Cavalcanti [15 and 133] (1986) reported on AAR at Moxoto Dam, Brazil.

— Middleboe [16] (1984) described Tarbela Dam, Pakistan, as the " latest victim of concrete ' cancer ' ".

— Visvesvaraya *et al.* [17] (1986), reported on AAR in galleries of a 25-year-old, 300-foot-high dam in India, but did not name the structure.

— Sudhindra *et al.* [18] (1987) referred on the influence of strained quartz in triggering the alkali-aggregate reaction in Hirakud and Rihand Dams, India. The concrete expansion at Rihand Dam was also analysed by Datta [19].

— Palmer [11] (1978) noted the finding of AAR in a small dam in Scotland. This

signalé par Allen [20] (1981), qui cite également Coombes [9] (1976) à propos du barrage de Val de la Mare (Jersey, Iles anglo-normandes).

— Kocacitak [21] (1975) : résultats des essais sur les granulats de même origine que ceux utilisés pour le béton de barrages en Turquie; un tiers s'est avéré réactif. Les barrages dont les granulats ont été soumis à des essais sont précisés dans ce rapport.

— Huarong et Meiliang [22] (1983) : études des granulats prévus pour du béton de barrages dans le bassin du Yangtze. Les matériaux réactifs varient suivant leur localisation dans le bassin. Parmi les conclusions : « L'étude des granulats réactifs... est entreprise depuis 30 ans. Pendant ce temps, de nombreux problèmes... sont apparus pour les aménagements hydroélectriques existants ou en projet..., dont la plupart ont été résolus. »

— Majid et Grattan-Bellew [23] (1978) : activités liées à la fissuration et à la dégradation du béton à l'usine hydro-électrique de Sammara près de Bagdad (Irak) en 1970.

— Thaulow [24] (1983) : AR au barrage d'Itezhi-Tezhi (Zambie). L'origine de cette réactivité des granulats est l'opale existant dans les fissures du granité altéré.

— Watson [128] (1985) : béton réactif au barrage de Kamburu, Kenya.

— Rogers [35] (1986) : description des problèmes au barrage de Beauharnois - Québec - Canada.

En 1986, Greeman [25], écrivant dans la revue *New Civil Engineer*, a précisé qu'un des plus grands barrages en France (Chambon) subissait des désordres sous l'effet de l'alcali-réaction. Il ajoutait qu'Électricité de France (EDF) exploitait cinq ouvrages où un phénomène de gonflement affectait le béton.

Il est donc plus difficile de répondre à la question sur l'importance de l'AR. La conclusion est probablement qu'elle est « assez répandue pour qu'il faille s'en préoccuper, mais qu'il ne faut pas dramatiser ».

2.2. NATURE DES PROBLÈMES ET EFFETS DE L'AR

Les exemples suivants décrivent différents aspects des problèmes posés par l'AR :

En 1952, Mather [26] a décrit les résultats d'une étude complète de la fissuration du béton de l'écluse de Tuscaloosa (USA). Son rapport comprend : les références aux normes de l'American Society for Testing Materials (ASTM); les recherches effectuées en Australie sur la réaction alcali-silice; les études entreprises aux États-Unis par le Bureau of Reclamation et le National Bureau of Standards; les commentaires établis par B.W. Steele [27] de l'US Corps of Engineers sur le rapport Q 15-R 25 présenté au Congrès de la CIGB tenu à New Delhi en 1951; et une bibliographie assez complète sur les travaux géologiques et minéralogiques relatifs aux types de matériaux présents dans les granulats utilisés pour la confection du béton de l'écluse de Tuscaloosa donnant naissance à la réaction alcali-silice. On s'attarde sur cet exemple assez ancien parce que, en 1977, le Corps of Engineers a effectué une étude détaillée sur l'état du béton de cet ouvrage, pour conclure que [28] : « les caractéristiques actuelles du béton sont généralement bonnes et peu modifiées par rapport aux résultats de l'étude initiale effectuée en 1948... des réparations importantes ou une rénovation ne semblent pas nécessaires ».

was cited by Allen [20] (1981) who also cited Coombes [9] (1976) for occurrence of AAR in Val de la Mare Dam, Jersey, Channel Islands.

— Kocacitak [21] (1975) reported results of tests of aggregates from sources used in concrete in dams in Turkey; of these, about one third were found to be reactive. The dams in which the aggregates were tested are listed in the report.

— Huarong and Meiliang [22] (1983) reported investigations of aggregates in the Yangtze River Basin, China, that have been considered for use in concrete for dams. Reactive materials differ with location in the basin. Among the conclusions was : “ Investigation of reactive aggregate... have been conducted for thirty years. During that time, many problems... (arose) from the hydraulic power projects constructed and being constructed... most have been solved. ”

— Majid and Grattan-Bellew [23] (1978) reported on work that began because of cracking and deterioration of concrete in the Sammara Hydro-electric Power Station near Baghdad, Iraq, in 1970.

— Thaulow [24] (1983) reported on AAR in the Itezhi-Tezhi Dam in Zambia. The cause of reactivity in the aggregate is opal in cracks in weathered granite.

— Watson [128] (1985) reported on reactive concrete at Kamburu dam, Kenya.

— Rogers [35] (1986) describes problems with Beauharnois Dam, Quebec, Canada.

In 1986, in the New Civil Engineer; Greeman [25] reported that one of France’s biggest dams (Chambon) “ is slowly disintegrating (due to) alkali-aggregate reaction ”. The report adds Électricité de France (EDF) “ has five structures with expansive reaction in their concrete ”.

The second question “ How much ” is somewhat more difficult. The answer is probably “ Enough to be concerned about but not enough to become hysterical about ”.

2.2. NATURE OF PROBLEMS AND EFFECTS OF AAR

The following examples describe various aspects of the problems caused by AAR.

In 1952 Mather [26] reported the results of a comprehensive study of cracking of concrete in the Tuscaloosa Lock, USA. He cited : references to standards of the American Society for Testing and Materials; research work done in Australia on alkali-silica reaction; work done by the US Bureau of Reclamation and the US National Bureau of Standards; comments prepared by B. W. Steele [27] of the Corps of Engineers on ICOLD paper Q 15-R 25 prepared for the ICOLD Congress in New Delhi in 1951; and a substantial number of references to geologic and mineralogic work on the types of materials present in aggregate used in the Tuscaloosa Lock concrete which enabled alkali-silica reaction to take place. This rather early example is mentioned in some detail because in 1977 the Corps of Engineers conducted a thorough study of the condition of the concrete in this same structure and concluded that [28] : “ the current concrete quality is generally good and substantially unchanged from the initial investigation in 1948... extensive repairs or rehabilitation do not appear necessary ”.

Le barrage de Martin (USA), étudié après 50 ans d'exploitation [29, 30], était considéré comme affecté par une importante réaction alcali-silice, mais compte tenu de l'état acceptable du béton, on pouvait espérer que le barrage pourrait rester en service pendant un grand nombre d'années encore.

Le barrage de Stewart Mountain (USA) a été étudié en détail en 1985-1986 par l'US Bureau of Reclamation. Ce barrage, qui a été le siège d'une AR importante, accompagnée de mouvements de grande amplitude provoqués par le gonflement interne progressif pendant de nombreuses années, a cessé brusquement d'évoluer il y a plusieurs décennies [31]. Actuellement, il n'y a pas de raison de croire que ce mouvement risque de reprendre; selon les critères actuels d'évaluation, il semble que l'état du béton est aussi bon, voire meilleur, qu'il y a une décennie ou plus, comme dans le cas du barrage de Martin. En 1939, des travaux de rénovation ont été entrepris au barrage de Stewart Mountain pour corriger certains défauts, y compris son incapacité à passer la crue maximale probable.

Par contre, au barrage de Matilija (USA) construit en 1947 et étudié en détail dans les années 60, on a dû abaisser le seuil de l'évacuateur compte tenu des problèmes de sécurité posés par la fissuration constatée. Cet abaissement semble avoir accéléré la propagation des dégâts dans le béton avoisinant [32].

De même, le barrage de compensation de Drum Afterbay (USA) fut reconstruit [32] après constatation de valeurs faibles pour la résistance à la compression et la vitesse du son, de l'existence de la réaction alcali-silice, de l'agression par sulfates, de détériorations dues au gel, et d'un coefficient de sécurité faible. Le rapport décrivant cette étude [33] cite plusieurs facteurs défavorables, dont la valeur très faible du rapport C/E du béton peu contrôlé à l'origine.

Schafer *et al.* [34] décrivent le barrage d'American Falls (Idaho), construit en 1925-1927 : dès 1929, on a commencé à noter une fissuration de l'ensemble du barrage en béton. En 1940, on en attribua la cause à l'alcali-réaction et une surveillance très étroite de l'état du barrage fut entreprise. En 1964, on a imposé une réduction du volume d'eau stockée; en 1972, une réduction supplémentaire de 34 % fut imposée et il fut décidé de remplacer ce barrage. Selon le rapport :

« La nature de l'alcali-réaction a été identifiée dans la détérioration de divers ouvrages en béton aux environs de 1940. Depuis cette date, on a trouvé que les minéraux réactifs étaient très abondants dans les granulats naturels loin de la côte dans les États du Nord-Ouest. Les mesures prises sont devenues classiques, pour réduire et prévenir les effets nuisibles de l'alcali-réaction dans les ouvrages en béton. Dans le cas du nouveau barrage d'American Falls (1978), on est allé au-delà des normes de la façon suivante :

1. Pour le ciment, la teneur maximale admissible en alcalis était limitée aux deux tiers de la valeur limite tolérée par la norme ASTM sur les ciments à faible teneur en alcalis.
2. Dans les mélanges, les pouzzolanes remplaçaient 20 % du ciment, afin de renforcer la dilution des alcalis.
3. Les pouzzolanes devaient présenter une valeur plus élevée de l'indice d'activité pouzzolanique avec le ciment Portland et la chaux. La réduction de l'expansion du mortier due aux pouzzolanes devait être plus importante que celle préconisée par la norme ASTM sur les pouzzolanes destinées aux bétons de ciment Portland.

Martin Dam, USA, studied after 50 years of service [29, 30], was regarded as showing extensive alkali-silica reaction but proved to be in an acceptable condition so that the dam can be expected to continue to be a serviceable structure for many more years.

Stewart Mountain Dam, USA, was studied in detail in 1985-86 by the US Bureau of Reclamation. The dam, after showing both widespread evidence of AAR and rather large movements due to internal expansion in a progressive manner for a number of years, abruptly stopped moving several decades ago [31]. It now shows no signs of resuming movement, and, based on normal criteria for such evaluation, seems, as in the case of Martin Dam, that its concrete is in as good condition as it was a decade or more ago. In 1939, rehabilitative work was begun on Stewart Mountain Dam to correct some deficiencies including its inability to handle the current probable maximum flood.

On the other hand, Matilija Dam, USA, built in 1947, was investigated thoroughly in the 1960's and, because of concern for safety due to the cracked condition of the structure, the spillway elevation was lowered. It has been reported that this lowering accelerated development of damage in the adjacent concrete [32].

Likewise, Drum Afterbay Dam, USA, was replaced [32] because of low compressive strengths, low soniscope velocities, alkali-silica reaction, sulfate attack, freezing and thawing damage, and a low factor of safety. The paper describing the investigation [33] shows that there were many adverse factors including poorly controlled original concrete having a very high water-cement ratio related to this structure.

Schafer *et al.* [34] describe American Falls Dam, Idaho, constructed 1925-27: "As early as 1929, cracks began to be observed throughout the concrete portion of the dam. In 1940, the cause of the cracking was identified as alkali-aggregate reactivity, and close monitoring of the condition of the dam began." In 1964 a reduction in water storage was decreed; in 1972 a further reduction of storage capacity, by 34 percent, was decreed, and plans were made to replace the dam. The reference further states :

"The nature of the alkali-aggregate reaction was identified in the deterioration of various concrete structures about 1940. Since that time, reactive minerals have been found to be widespread in the natural gravels throughout the interior northwestern states, and the now familiar measures taken to control and prevent the adverse effects of alkali-aggregate reaction in concrete structures are a matter of routine. Such measures for the American Falls Replacement Dam (1978) go beyond the norm in the following respects :

1. The maximum permissible alkali content of the cement was limited to two-thirds of that permitted by the ASTM Standard specification for low alkali cement.
2. In the cement mixtures, pozzolan was substituted for 20 percent of the cement to further dilute the alkalis.
3. The pozzolan was required to have a higher pozzolanic activity index with both portland cement and lime, and to cause a greater reduction of mortar expansion than is required by the ASTM Standard specification for pozzolans for use in portland cement concrete.

Ces précautions (renforcées par une campagne intensive d'essais et de choix des granulats, et par un programme soigné de contrôle de la qualité) devaient garantir la mise en place d'un béton sain et pérenne dans les nouveaux ouvrages (barrage, usine, ouvrages annexes). »

A l'occasion de la 7^e Conférence Internationale sur l'Alcali-Réaction, tenue à Ottawa (Canada) en août 1986, les tournées d'étude comprenaient notamment une visite du barrage de Beauharnois, exploité par Hydro Québec. Dans le fascicule de présentation [35], on peut lire qu'au début des années 40, c'est-à-dire 10 ans environ après l'achèvement, on a noté des fuites et des fissures, et qu'en 1965 on a procédé à des injections destinées à maîtriser les percolations. En 1968, on a également pratiqué des forages de drainage. En 1970 et 1971, on a mis en place des câbles de précontrainte s'opposant à l'ouverture des fissures. On a également pris des mesures pour ouvrir des joints de construction afin de réduire les pressions sur les ouvrages adjacents, provoquées par le gonflement interne du béton. Actuellement, on surveille les mouvements pour pouvoir réaliser des joints de dilatation selon les besoins. Il semble que le gonflement interne se poursuive. Certains auteurs ont étudié l'état du béton [36, 37, 38, 39]. Le problème de la pérennité du béton au Québec (barrage de Beauharnois et nombreux ouvrages similaires) est analysé en détail par Berard et Roux [38].

Les références [40 à 61] donnent d'autres renseignements sur les AR dans les barrages.

2.3. PROBLÈMES DE SÉCURITÉ DES BARRAGES

Il n'y a pas de risque de rupture catastrophique ou rapide de barrages résultant de l'alcali-réaction. Ce phénomène à progression lente peut provoquer des dégradations du béton par gonflement interne, l'instabilité éventuelle de l'ouvrage étant due, soit à la dégradation du béton, soit aux mouvements provoqués par ce gonflement. Le risque peut s'assimiler à celui lié aux mouvements et à la dégradation du béton provoqués par d'autres phénomènes (gel, agression par les sulfates, utilisation de ciment de qualité médiocre, utilisation de granulats de faibles caractéristiques, présence d'argiles gonflantes dans la fondation, etc.). Une fois le processus amorcé, il est difficile de prévoir l'évolution des dégradations ou des déformations; ainsi, dans le cas cité ci-dessus de l'écluse d'Oliver et du barrage de Martin, on a constaté des dégâts importants, mais il semble que l'évolution a cessé avant de créer un risque important de rupture. Dans d'autres cas (Matilija, American Falls, Stewart Mountain, Drum Afterbay), une action, au moins partielle, a été jugée nécessaire pour améliorer la sécurité, et les ouvrages ont été modifiés. Dans d'autres cas encore (barrage de Beauharnois, par exemple), on ne semble pas avoir encore pris une décision définitive et on poursuit la surveillance des ouvrages.

Une excellente synthèse du problème de la réaction alcali-silice aux États-Unis est présenté par Tuthill [31]. Il cite le cas des barrages de Parker, Stewart Mountain, Gene Wash, Copper Basin, Matilija, Friant, Buck, Drum Afterbay, Tarbela et Coolidge. Il conclut que, selon les connaissances actuelles (1982), les dégâts provoqués par les réactions alcali-silice « peuvent être évités à l'avenir moyennant des précautions appropriées : choix d'un ciment à faible teneur en alcalis, incorporation d'une certaine quantité de pouzzolanes ».

“ These precautions — augmented by careful testing and selection of aggregates and an intense program of quality control — were designed to ensure that sound, durable concrete was placed in the new dam, powerhouse, and associated structures. ”

The Seventh International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, held in Ottawa, Canada, August 1986, included a field trip where an inspection of the Beauharnois Power Dam, of Hydro Quebec was a featured event. The guide book [35] states that in the early 1940's, about 10 years after construction, leaks and cracks were observed, and in 1965 grout injections were made to stop water seepage. In 1968, holes were added to drain water; in 1970 and 1971, post-tensioned cables were installed to prevent opening of cracks. Steps were also taken to open construction joints and to relieve pressure on adjacent structures due to internal expansion of concrete. Currently, movement continues to be monitored and expansion joints are being cut where appropriate. It is probable that internal expansion is continuing. The condition of the concrete has been discussed by some authors [36, 37, 38, 39]. The issue of the durability of concrete in Quebec in light of the behaviour of concrete in this dam and in many related structures has been thoroughly reviewed by Berard and Roux [38].

References [40 to 61] cover additional information about the aspects of AAR in dams.

2.3. DAM SAFETY ISSUES

There are no potentially catastrophic or rapid failure safety issues raised by AAR in dams. AAR is a slowly developing mechanism that can produce concrete deterioration by internal expansion and structural instability either by concrete deterioration or by movements consequent to volume changes. The dam-safety issues raised by structural movements and by concrete deterioration from AAR are in no way different than those where the movements and deterioration are caused by other phenomena such as freezing and thawing, sulfate attack, use of unsound low grade cement, use of poor aggregates, or swelling clay in the foundation, or other causes. It is difficult to predict the degree to which deterioration or deformation will continue once it has begun. As mentioned above regarding Oliver Lock and Martin Dam significant damage developed, but further damage ceased before significant safety issues were encountered. In other cases, such as Matilija, American Falls, Stewart Mountain, and Drum Afterbay Dams, decisions were made that action, at least in part, in the interest of safety was needed and modifications were made. In still other cases, for example Beauharnois Dam, it appears the final decisions have not yet been reached and the dam remains under close surveillance.

An excellent review of the status of Alkali-Silica Reaction (ASR) in the United States was given by Tuthill [31]. He cites evidence relating to reaction in Parker Dam, Stewart Mountain Dam, Gene Wash Dam, Copper Basin Dam, Matilija Dam, Friant Dam, Buck Dam, Drum Afterbay Dam, Tarbela Dam, and Coolidge Dam. He concludes that, on the basis of current knowledge (1982), damage to concrete by ASR “ need never happen again ”, provided proper precautions of using low-alkali cement or a proper amount of a suitable pozzolan are taken.

3. PRÉVENTION DE L'AR

3.1. ENVIRONNEMENT

Il convient de prendre un certain nombre de mesures préalablement au choix du béton. D'abord, on examine le milieu où le béton va se trouver, c'est-à-dire les effets de l'environnement sur l'ouvrage définitif.

3.1.1. Humidité

La présence de l'eau est nécessaire à la formation du gel alcali-silice et au gonflement qui s'ensuit. On considère qu'il n'y aura pas de dégradations ou que leur évolution sera freinée, si la valeur de l'humidité relative ne dépasse pas 80 % [62], en supposant que l'air ambiant soit la seule source d'humidité. Il n'est pas nécessaire que la valeur d'humidité relative (HR) soit constante; en effet, la réaction ne reprend que chaque fois que cette valeur limite est dépassée [63]. Certains spécialistes croient que les cycles d'humidification/séchage sont de nature à accélérer le phénomène par rapport à un état de saturation ou de quasi-saturation; certaines constatations étayaient cette hypothèse.

Tous les bétons en contact avec l'air (y compris ceux ne renfermant que de faibles quantités de matériaux réactifs) risquent de subir l'AR. Pour qu'ils puissent être à l'abri du risque, ils doivent atteindre une HR interne inférieure à 80 %, après quoi ils doivent être protégés en permanence contre les intempéries et les autres sources d'humidité (condensations, eau capillaire, percolations, etc.).

3.1.2. Alcalis d'origine externe

Les apports d'alcalis risquent d'augmenter l'alcalinité de l'eau interstitielle présente dans la matrice du béton. Ces alcalis agissent sur les parements du béton et les armatures très vulnérables à ces polluants.

Il est peu probable que des alcalis d'origine externe puissent pénétrer dans la masse et causer des dommages par AR, mais il est important de reconnaître les effets de ces polluants pour ne pas les confondre avec l'AR.

a) L'eau de mer qui contient des sels de sodium, ainsi qu'une faible quantité de sels de potassium.

b) Le sel (chlorure de sodium) utilisé pour assurer la circulation par temps de gel (routes, trottoirs, etc.). Le principal problème est celui de la corrosion des armatures et des autres pièces métalliques noyées dans le béton, provoquée par les ions de chlorure; mais le sel de sodium en solution peut également être absorbé par le béton et produire des détériorations.

3. PREVENTION OF AAR

3.1. ENVIRONMENT

Prevention of AAR depends upon many considerations, all of which must be made before the concrete is placed. The first consideration is the environment in which the concrete structure will function, i.e., the effects of the environment on the completed structure.

3.1.1. Moisture

A supply of moisture is required for alkali-silica reaction to occur, which in turn causes gel to form with attendant damage due to its swelling. It is considered that damage will not happen, or its progress will cease, at a relative humidity less than about 80 % [62] providing the air is the only source of moisture. Ambient moisture level need not be continuous; the reaction will proceed every time the humidity rises above the 80 percent level [63]. Some authorities believe that cycles of wetting and drying can cause a higher rate of damage than continuous exposure to saturated or near saturated conditions and there is some evidence to support this.

All exposed concrete, even mixtures containing only small amounts of deleterious materials, should be considered susceptible to AAR. Concrete may only be considered non-susceptible if it can dry so the internal humidity drops below 80 percent, and thereafter is permanently protected from the weather and other sources of moisture, including heavy condensation, capillary moisture, and seepage water.

3.1.2. External Sources of Alkalis

There are a number of sources of alkalis which might potentially raise the alkalinity of the pore solution within the concrete matrix. They attack the external faces of the concrete and reinforcement which is particularly vulnerable to these contaminants.

It is doubtful that alkalis are absorbed from external sources and cause damage from AAR. However, it is important to recognize the effect of the contaminants so as not to confuse them with AAR.

a) Sea water which contains mainly sodium salts but also very small amounts of potassium salts.

b) De-icing salt (sodium chloride), used on roads, footpaths, and other surfaces during freezing conditions. The main problem created by de-icing salts is the corrosion of reinforcement and other embedded metal caused by the chloride ion content, but the sodium salt in solution can be absorbed by the concrete with detrimental effects.

Le risque n'est pas limité aux surfaces en contact avec le sel. La saumure ainsi créée peut être projetée par la circulation ou peut s'infiltrer dans les joints et les drains du béton.

c) Les composés de sodium et de potassium contenus dans les effluents industriels ou agricoles, ou emportés par les eaux de ruissellement, peuvent venir en contact avec le béton par transport dans les cours d'eau et les retenues.

3.1.3. Température

Comme toute réaction chimique, l'AR est sensible à la température. Généralement, la vitesse de la réaction et de la formation du gel augmente avec la température. Par ailleurs, à température élevée, le gel est moins visqueux et plus apte à s'infiltrer dans les discontinuités (fissures, alvéoles...) du béton.

Après dissipation de la chaleur d'hydratation, la température du béton dépend des conditions ambiantes.

3.1.4. Précautions à prendre contre l'influence de l'environnement

Il semble très probable que les dégradations dues à l'AR puissent être évitées, en mettant le béton à l'abri de l'eau. Mais une telle protection est difficile à réaliser, voire impossible, dans la plupart des cas pratiques. Même en cas de mise en place de membranes ou d'enduits étanches, on peut se demander si la protection sera complète et durable pendant la vie de l'ouvrage. Pour éviter d'avoir à utiliser des produits d'étanchéité, il est préférable d'utiliser un béton de bonne qualité dont les caractéristiques (composants, dosage) et la mise en place minimisent le risque de réaction.

On a constaté que les dégradations étaient souvent plus importantes dans les zones où les ouvrages étaient mouillés (joints suintants...); aussi faut-il porter un soin particulier à l'élaboration de l'avant-projet détaillé.

Si, pour une raison quelconque, l'utilisation d'un granulats réactif est inévitable, dans une région à température ambiante élevée, il est utile de réduire la teneur en alcalis du ciment (et du béton) à une valeur plus faible que le seuil admissible dans les régions plus tempérées. Malheureusement, les informations nécessaires pour chiffrer cette réduction manquent.

3.2. GRANULATS

Un élément majeur pour éviter l'AR est celui du choix des granulats.

3.2.1. Matériaux réactifs

Le Tableau 2 présente les matériaux réactifs à éviter. Le paragraphe 1.3.2.1 examine cette question avec plus de détails.

Diverses formes de silice ont été mises en cause dans le monde. Il s'agit notamment des silices microcristallines et crypto-cristallines, rencontrées souvent dans les silex ou les « cherts ». On suspecte également le quartz déformé présent

It is not only the surfaces directly treated with de-icing salts which are at risk. Salt laden water can be sprayed onto other surfaces by passing traffic or can drip onto concrete through joints and drainage holes.

c) Sodium and potassium compounds from industrial and agricultural effluent or run-off can be taken into solution by rivers and reservoirs and come into contact with concrete.

3.1.3. Temperature

Like all chemical reactions, AAR is affected by temperature. In general the rate of reaction and formation of gel will increase as the temperature rises. At the same time, gel at high temperatures will be less viscous and more able to escape into cracks and voids within the concrete.

Temperature of concrete is governed by ambient conditions once the heat of hydration has subsided.

3.1.4. Precautions Against Environmental Effects

It is highly unlikely that damage due to AAR would occur if external sources of water could be prevented from coming into contact with the concrete. However, it is difficult, and in most cases impracticable to prevent this. Even where waterproof membranes or coatings are a practical consideration, it is doubtful whether they could be relied upon to give complete and permanent protection over the life of the structure. Waterproofing should not be used as a substitute for good concrete materials and mixtures and construction practices which, in themselves, minimize the risk of damage due to AAR.

It has been observed that damage due to AAR is often greatest where structures are wet, such as at leaking joints; therefore, care in detailing of the structure can help to reduce deterioration.

If reactive or potentially reactive aggregates have to be used in areas with high ambient temperatures, it would be wise to reduce the alkali levels in cement and concrete below those necessary in more temperate climates. There is however, insufficient information available to quantify such reductions.

3.2. AGGREGATES

A major consideration for avoiding AAR is in the selection of aggregates.

3.2.1. Reactive Constituents

Table 2 presents a list of reactive constituents of aggregates to be avoided. Section 1.3.2.1. describes this aspect in more detail.

A number of forms of silica have been implicated in cases of AAR throughout the world. Notably these are microcrystalline and crypto crystalline silica, often found in flint and chert. Strained quartz found in some quartzites has also been

dans certains quartzites. Le matériau le plus réactif est peut-être l'opaline. On trouve aussi différentes formes de silice réactive dans des roches telles que les calcaires siliceux, les granites, etc.

Outre le risque de présence de silice réactive dans les granulats, on cite également les granulats renfermant des alcalis qui, lessivés dans l'eau interstitielle, atteignent une concentration dangereuse. Ces cas sont cités en France [25] et ailleurs. En Argentine, la méthode standard ASTM C 311 153 est utilisée pour identifier les alcalis dans les granulats. Des essais de lessivage ont été mis au point aux États-Unis [158]. Ainsi, il semble que le risque d'AR ne peut être éliminé presque nulle part au monde.

3.2.2. Influence de la granulométrie

Si la réaction est constatée dans les granulats à la fois fins et gros, les dégradations sont dans beaucoup de cas, particulièrement avec les opales, concentrées dans la partie grossière de la fraction fine, c'est-à-dire dans la fourchette 2 à 5 mm. Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de la granulométrie [64, 65].

3.2.3. L'effet « pessimum »

L'amplitude du gonflement constaté semble être influencée par la teneur en matériaux réactifs, tels que la silice, présents dans les granulats. On peut ainsi identifier une teneur dite « pessimum » (contraire d'optimum) variant d'environ 3,5 % pour un granulat à forte réactivité (opale...) à 10 ou 20 % pour les matériaux moins réactifs, la fourchette globale dépendant de la teneur en alcalis du ciment utilisé [66, 67]. Il faut remarquer que certains types de granulats ne montrent pas d'effet « pessimum ».

Pour les granulats à faible teneur en silice réactive, celle-ci (si elle est disponible) sera vite consommée par la réaction, et la quantité de gel ne sera pas suffisante pour provoquer des dégradations. Par contre, en cas de forte teneur en silice réactive, la concentration en ions alcalins de l'eau interstitielle tombe en dessous d'un certain seuil lors de la prise et du durcissement du béton; le volume de gel est alors insuffisant pour provoquer un gonflement nuisible. Entre ces deux cas limites, on trouve une certaine teneur critique ou « pessimum » en silice réactive, provoquant un gonflement maximal. Ce phénomène, dénommé effet « pessimum », est illustré graphiquement dans la Fig. 18.

La teneur « pessimum » en granulats réactifs, ainsi que l'amplitude du gonflement correspondant, varient selon le type de silice réactive présente, et selon les caractéristiques du béton (teneur en eau, teneur en alcalis, etc.) [68].

Certains minéraux très réactifs (opale...) présentent parfois un pic très accusé, tandis que d'autres, moins réactifs, ont une courbe beaucoup plus plate (et parfois sans pic); d'autre part, il est difficile de déterminer le niveau réel de silice réactive présente sous forme d'inclusions dans une matrice rocheuse complexe. Aussi n'est-il pas possible en pratique de s'appuyer sur l'effet « pessimum » pour réduire le risque d'AR, bien que son influence ait été observée dans la pratique. Par exemple, il y a des cas où une variété réactive de silex ou de « chert, utilisée pour l'ensemble des granulats, n'a pas provoqué de réaction; mais ces mêmes matériaux, associés à un

implicated. Opaline silica is perhaps the most reactive form. Reactive forms of silica are also found in more complex rock forms such as siliceous limestones, granites, etc.

In addition to the dangers of aggregates containing reactive silica, there have been cases of aggregates containing alkalis which can leach into the pore water and increase its alkalinity to a level where damage can be caused. Such cases have been reported in France [25] and elsewhere. In Argentina the Standard Method ASTM C 311 153 is used in the identification of alkalis in aggregates. Leaching tests have been performed in the United States [158]. There are thus very few parts of the world where the possibility of AAR can be completely discounted.

3.2.2. Effect of Aggregate Size

Damage has been reported due to reaction occurring in both coarse and fine aggregates, but in many cases, particularly with opaline sands, damage has been the result of reaction in the coarser particles of fine aggregate, i.e. particles in the 2 to 5-mm size range. The effect of the aggregate size has been studied by a number of authors [64, 65].

3.2.3. The Pessimum Effect

The maximum expansion seems to depend on a certain proportion of the reactive material, such as silica in the aggregate to the total. This is known as the "pessimum" (as opposed to optimum) content, and can vary from about 3.5 % for a highly reactive aggregate, like opal, up to 10 or 20 % for less reactive materials, over a broad range influenced by the alkali content of the cement in the mixture [66, 67]. It should be noted that not all types of aggregate show a pessimum effect.

When the proportion of reactive silica in the total amount of aggregate is small, the reactive silica, if accessible, will be used up very quickly by the reaction without forming sufficient gel to cause subsequent damage. On the other hand, when the proportion of reactive silica is large, the alkali ion concentration in the pore water is reduced to below a threshold level during setting and hardening of the concrete and subsequently the volume of gel formed does not produce a damaging amount of expansion. Between these extremes there can be a critical or "pessimum" proportion of reactive silica at which maximum expansion of the concrete occurs. This is illustrated diagrammatically in Figure 18, and is called "the pessimum effect".

The pessimum proportion of reactive aggregate and expansion it causes varies with the type of reactive silica and with concrete mixture design factors such as the water content and alkali content [68].

Because highly reactive minerals, such as opal, can show very sharp pessimum curves, while other less reactive minerals produce much flatter curves, or sometimes no apparent pessimum effect at all, and because it is also difficult to determine how much reactive silica is present when it is contained as inclusions in a complex rock matrix, it is impractical to use the pessimum as a means for reducing the possible damage from AAR, although its effects have been observed in practice. For example, there have been cases where a reactive form of flint or chert did not cause damage when used for the whole of the aggregate, but when used in conjunction with a

granulat grossier de granite ou de calcaire relativement inerte, ont donné lieu à un gonflement. Ceci est dû probablement au fait que l'on est plus près de la teneur « pessimum » quand on mélange du chert réactif avec des granulats grossiers inertes, ce qui réduit la teneur totale en matériau réactif.

3.2.4. Essais de réactivité des granulats

On utilise de nombreux essais pour évaluer la réactivité des granulats dans le cas de la réaction alcali-silice. Ces essais sont :

- Essai ASTM C 295 - Examen pétrographique des granulats [81].
- Essai ASTM C 289 souvent dénommé « essai chimique » ou « essai chimique rapide » [69].
- Essai ASTM C 227 souvent dénommé « essai de l'éprouvette prismatique de mortier » [70].

Un examen pétrographique des granulats peut fournir des indications utiles et doit être pratiqué systématiquement au cours de l'étude des lieux d'extraction des granulats. La norme ASTM C 295-85 définit la méthode standard d'examen pétrographique des granulats. Un expert pétrographe peut souvent indiquer les essais à réaliser, ou même fournir assez d'informations pour rendre d'autres essais inutiles.

Dans l'essai chimique rapide ASTM C 289, l'échantillon de granulat est immergé dans une solution normale d'hydroxyde de sodium pendant 24 heures à 80° C. On détermine les quantités de silice dissoute (S_c) et la réduction de l'alcalinité de la solution (R_c). Les valeurs de S_c et de R_c sont portées sur un graphique et comparées aux valeurs de référence données dans la norme, permettant une classification du granulat dans une des catégories : « inoffensif » - « potentiellement nuisible » - « nuisible ».

Cet essai ne donne qu'une indication de la réactivité des granulats. Il ne fournit aucune indication précise sur le risque de réaction en place, surtout pour les matériaux qui ne sont pas nettement caractérisés, lorsque les points s'approchent des frontières séparant les différentes catégories. Les résultats de cet essai peuvent être trompeurs, pris isolément. Néanmoins, c'est un essai rapide, dont les résultats peuvent être intéressants par comparaison avec ceux des autres essais et des observations.

L'essai ASTM C 227 « éprouvette prismatique de mortier » est peut-être le plus utile, mais il faut parfois attendre plusieurs mois avant de disposer des résultats. Un échantillon des granulats est concassé et, après mélange avec un ciment à forte teneur en alcalis, est gâché pour confectionner un mortier standard, coulé en forme d'éprouvette de dimensions 25 × 25 × 285 mm. Ces barres sont conservées en atmosphère saturée à 100° F (37,8° C), avec mesure périodique de leurs longueurs.

Dans la norme ASTM, on trouve des listes de valeurs de gonflement à 3 et à 6 mois (respectivement 0,050 % et 0,100 %) correspondant à des seuils au-dessus desquels les granulats ou mélanges ciment-granulat sont dangereusement réactifs. Comme pour le premier essai, les résultats sont parfois trompeurs. Par exemple, certains granulats, restant en dessous du seuil à 6 mois, peuvent poursuivre leur gonflement, pour atteindre une valeur inquiétante plus tard.

La fiabilité des essais ASTM C 289 et C 227 a fait l'objet d'un certain nombre

relatively inert limestone or granite coarse aggregate in a similar concrete there was expansion. This probably was due to the pessimum value of reactive chert being more closely approached when used with an inert coarse aggregate, thus lowering the total reactive content.

3.2.4. Tests for Reactive Aggregates

With regard to alkali-silica reaction (ASR), several tests are used throughout the world to assess the alkali reactivity of aggregates. These are :

- The ASTM C 295 Test Petrographic Examination of Aggregate [81].
- The ASTM C 289 Test often referred to as the “ Chemical ” or “ Quick-chemical ” test [69].
- The ASTM C 227 Test usually referred to as the “ Mortar-bar ” test [70].

A petrographic examination of the aggregate can yield useful information and should always be made when attempting to assess an aggregate source. ASTM C 295-85 covers “ standard Practice for Petrographic Examination of Aggregates ”. An experienced petrographer can often point to the most suitable tests to undertake or may even be able to supply sufficient information to make further tests unnecessary.

In the ASTM C 289 quick-chemical test a prepared sample of the aggregate is immersed in a 1—N sodium hydroxide solution for 24 hours at 80° C. Determinations are then made of the amounts of silica dissolved (S_c) and the reduction of the alkalinity of the solution (R_c). The values of S_c and R_c are plotted on a graph and compared with data given in the standard by which the aggregate can be classified as innocuous, potentially deleterious or deleterious.

The test gives only an indication of the reactivity of the aggregate. It is not a precise guide as to whether the aggregate will be reactive in use. This is particularly true in the borderline cases, when the results plot close to the boundaries between the categories shown on the standard chart. The results can be misleading if used independently. The test can, however be performed quickly and the results can be useful when considered together with the results of other tests and observations.

The ASTM C 227 “ Mortar-bar ” test is perhaps the most useful single test, but it may take many months before any significant results are obtained. In this test a sample of the aggregate is crushed and mixed with high alkali cement and water to produce a standard mortar which is cast into bars 25 × 25 × 285 mm. These are kept in saturated air at 37.8° C (100° F) and their lengths measured periodically.

The ASTM Standard lists expansions at 3 and 6 months (0.050 % and 0.100 % respectively) above which the aggregate or cement-aggregate combination may be considered capable of harmful reactivity. As in the first test, the results are sometimes misleading. For instance, some aggregates meet the suggested limits at 6 months but continue to expand and give potentially deleterious expansions at later ages.

The reliability of the ASTM C 289 and C 227 tests have been the subject of a

d'études [71, 72, 73]; dans certains pays, on a proposé des modifications pour la norme C 227, notamment des taux d'expansion acceptables [74, 75, 76]. Par exemple, le « Building Technology » du « Council Scientific and Industrial Research » (CSIR), à Pretoria, a mis au point une version accélérée de « l'essai d'éprouvette prismatique de mortier » qui donnerait des résultats sûrs en 12 jours. L'éprouvette est conservée à 80° C dans une solution normale d'hydroxyde de sodium [154]. Cette méthode a été acceptée par la CSO (Canadian Standard Organization) et par l'ASTM sur une base d'essai.

Il existe d'autres essais : l'essai « gel pat » ou encore l'essai « d'immersion », qui sont utiles pour déceler la présence de particules réactives [72]. Dans l'essai « gel pat », l'échantillon des granulats est coulé dans un échantillon de béton, coupé à la scie, la surface de coupe étant rectifiée et polie. Cet échantillon est immergé dans une forte solution d'hydroxyde de potassium et de sodium, à saturation de chaux. Les granulats réactifs se manifestent par la formation d'un gel à la surface des grains. Cette couche de gel apparaît normalement avant 28 jours.

Certains chercheurs ont aussi mis au point d'autres méthodes rapides de détermination de la réactivité des granulats [77, 78, 79, 130, 163].

Il existe des essais spécifiques de certains granulats. Par exemple, la réactivité de certains grès allemands est évaluée au moyen d'un essai de dissolution; et certains silex provenant du Danemark sont étudiés par mesure de densité. Mais ces deux essais ne sont pas fiables pour d'autres granulats. En effet, les résultats obtenus pour des granulats réactifs provenant de la Grande-Bretagne ne furent pas acceptables.

Des résultats prometteurs ont été obtenus par utilisation, à titre exploratoire, de la microscopie électronique et de la spectrométrie infrarouge pour détecter le potentiel réactif de granulats de quartzite [164].

Pour la caractérisation de la réaction alcali-carbonates dolomitiques, l'essai ASTM C 586-86 (essai au cylindre de roche) est largement utilisé [80]. L'essai est basé sur l'observation du gonflement d'échantillons cylindriques de roches carbonatées, immergés dans une solution de NaOH, à température ambiante. Cependant, ces essais ne donnent que des résultats qualitatifs en permettant de décider de la nécessité ou non d'exécution d'essais supplémentaires. Il faut noter qu'une norme plus récente, ASTM C 1105, concerne l'étude de la réaction alcali-carbonates directement sur échantillons de béton.

Les documents relatifs à l'utilisation, dans le passé, d'un granulat donné peuvent être intéressants, s'il a été utilisé dans les mêmes conditions que celles concernant le nouvel ouvrage (ciment à teneur analogue en alcalis, même dosage du béton). Il ne faut pas oublier que les caractéristiques des granulats peuvent varier au cours de l'exploitation de la carrière ou de la ballastière. Dans une carrière de matériaux non réactifs, on peut rencontrer des problèmes dus à de petites intrusions de matériaux réactifs.

Lors de l'étude des granulats, il ne faut pas oublier qu'aucun essai (ou groupe d'essais différents) ne peut fournir des indications définitives sur le comportement des granulats dans la réalité. En effet, les essais et autres évaluations ne fournissent que des éléments permettant un jugement technique sur la possibilité d'utiliser ou non un granulat donné, et sur les précautions à prendre en cas d'utilisation.

number of studies [71, 72, 73] and in some countries modifications of the mortar-bar test have been proposed, such as changes in the acceptable percent of expansion [74, 75, 76]. For example, the Building Technology of CSIR (Council for Scientific and Industrial Research) in Pretoria, has developed an accelerated mortar bar prism test which reportedly gives dependable results within 12 days. The mortar-bars are cured at 80° C in a 1 N Na (OH) solution [154]. This method has been accepted by the Canadian Standard Organization, and on a trial basis by the ASTM.

Other tests may also be used, such as the gel-pat, or alkali-immersion test and can be very helpful in indicating the presence of reactive aggregate particles [72]. In the gel-pat test a sample of the aggregate is cast into a concrete sample which is then diamond-sawn and the surface lapped flat to give a smooth test surface. The sample is then immersed in a strong sodium and potassium hydroxide solution saturated with lime. Reactive aggregate particles may be expected to show themselves by the formation of gel on their surfaces. This will normally occur in less than 28 days.

Investigators have also developed other rapid methods of determining the reactivity of aggregate as covered in the references [77, 78, 79, 130, 163].

Specific tests may be performed on specific aggregates. For example, the reactivity of certain German sandstones is assessed by a dissolution test and certain flints from Denmark are assessed by measuring their density. Neither of these tests can be relied upon to give reliable results for any aggregates but those for which they were designed. They have not given reliable results with reactive aggregates, from Britain.

Also exploratory investigations using the Scanning Electron Microscope (SEM) and Infra-Red (IR) Spectroscopy [164] are found to be promising in detecting the potential reactivity of quartzite aggregates.

For the Alkali Reaction with Dolomitic Carbonates (ACR) the ASTM C 586-86 – the rock cylinder method – is widely used [80]. It is based on the expansions observed on carbonate rock cylinders immersed in a NaOH solution at ordinary temperature. However the results of this test give only qualitative indications showing whether further investigations should be carried out. It should be noted that ASTM has a more recent standard C 1105 for the study of the Alkali-Carbonates Reaction directly on Concrete Samples.

An examination of past records on the use of the aggregate can give useful information. However, data collected will only be of value if it relates to the use of the aggregate when combined with cement of similar alkali content and used in concrete with mixture proportions similar to those proposed for the new work. It must also be remembered that the characteristics of the aggregate might vary as the quarry or pit is worked. Problems can be caused by small intrusions or lenses of reactive materials within a quarry of otherwise unreactive material.

Throughout the examination of an aggregate it must be remembered that no tests, either singly or in combination, will give a definitive indication of what the aggregate's performance will be in actual practice. Tests and other assessments can only provide the evidence on which to make an engineering judgment on whether to use the aggregate or not, or whether other precautions need to be taken if the aggregate is used.

3.3. CIMENTS ET POUZZOLANES

Si, pour une raison quelconque, on est obligé d'utiliser un granulats renfermant des éléments réactifs, il faut chercher un moyen d'éviter ou de minimiser le risque d'alcali-réaction :

- utilisation d'un ciment Portland à faible teneur en alcalis, afin que la teneur globale en alcalis du béton soit inférieure à un seuil spécifié;
- utilisation de ciments composés pour abaisser la teneur en alcalis;
- utilisation d'une certaine quantité de laitier de haut fourneau, très fin, ou de pouzzolanes, pour remplacer une partie du ciment Portland.

3.3.1. Ciments hydrauliques

3.3.1.1. Ciments Portland

Tous les ciments Portland disponibles sur le marché renferment une certaine quantité d'alcalis, provenant des matériaux de base utilisés. Depuis quelques années, cette quantité augmente avec la généralisation des équipements de recyclage des fumées toujours plus performants; ces équipements étant bénéfiques en ce qui concerne la protection de l'environnement et les économies d'énergie, on peut supposer que cette tendance n'est pas appelée à disparaître à court terme.

La teneur en alcalis du ciment Portland est mesurée à partir des oxydes de sodium et de potassium présents (Na_2O et K_2O) et est exprimée en « équivalent d'oxyde de sodium » :

$$\% \text{ équiv. } \text{Na}_2\text{O} = \% \text{ Na}_2\text{O} + 0,658 \times (\% \text{ K}_2\text{O}).$$

Selon la méthode d'analyse du ciment, l'équivalent d'oxyde de sodium peut être exprimé en pourcentage d'équivalent Na_2O , soit soluble dans l'acide, soit soluble dans l'eau. Dans ce qui suit, il s'agit toujours de l'équivalent d'oxyde de sodium soluble dans l'acide.

Les ciments Portland à moins de 0,60 % équiv. oxyde de sodium sont dénommés « à faible teneur en alcalis ». Selon les expériences américaines, le gonflement nuisible est évité si la teneur en alcalis du ciment ne dépasse pas 0,60 % équiv. oxyde de sodium. Cette conclusion est basée sur les observations de réactions alcali-silice liées à la présence de silice amorphe, et de réactions alcali-carbonate. Les réactions alcali-silice dues aux silicates ont été étudiées depuis peu.

Cependant, depuis la publication du rapport de Stanton [82], on a constaté des cas de ciments Portland dont la teneur en alcalis était inférieure à 0,60 % équiv. Na_2O , mais qui avaient néanmoins donné lieu à des gonflements nuisibles. Les raisons étaient : apport d'alcalis solubles par les granulats, apport de sels alcalins d'origine externe, adjuvants [83, 84], concentration peu probable des alcalis par migration de l'eau au cœur du béton [85] et, bien sûr, les réactions des granulats à silice polyphasée.

L'examen de la Fig. 19 montre que l'emploi d'un ciment à faible teneur en alcalis ne suffit pas nécessairement pour éviter la réaction. Sur cette Figure, on a porté le temps nécessaire pour atteindre un gonflement relatif de 0,05 % en fonction de la teneur en alcalis du ciment entrant dans la confection des éprouvettes de mortier; les granulats renferment un certain pourcentage (de 1 à 10 % en poids) de

3.3. CEMENTS AND POZZOLANIC MATERIALS

Where it is not possible to avoid the use of an aggregate containing reactive constituents, a means for preventing or minimizing the risk of alkali-aggregate reaction can be found in the most appropriate of the following options :

- use low-alkali portland cement so total quantity of alkalis in the concrete mixture lies below a specified limit;
- use blended cements;
- replace part of the portland cement with finely ground granulated blast furnace slag or pozzolanic materials.

3.3.1. Hydraulic Cements

3.3.1.1. *Portland Cements*

All commercial portland cements contain alkalis derived primarily from the raw materials used in the manufacturing process. In recent years the proportion of alkalis has increased with the use of more efficient fume recycling plants, required for conservation and fuel-saving, a practice which is expected continue.

The alkali content of Portland cement is normally measured as sodium and potassium oxides (Na_2O and K_2O) and is expressed as the “ equivalent sodium oxide ” content :

$$\% \text{equiv. Na}_2\text{O} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0.658 \times (\% \text{K}_2\text{O}).$$

Depending on the type of cement analysis, equivalent sodium oxide can be expressed as acid-soluble or water-soluble % equivalent Na_2O . In this bulletin, the alkali or equivalent sodium oxide content of portland cement is the acid-soluble equivalent sodium oxide content.

Portland cements containing less than 0.60 % equivalent sodium oxide are considered to be low-alkali cements. North American experience has indicated that deleterious expansion from alkali-aggregate reaction is not likely to occur as long as the alkali content of portland cement does not exceed the equivalent of 0.60 % Na_2O . This was based upon experience with ASR, since caused by amorphous silica and ACR. ASR, since caused by silicates was overlooked until recently.

Since the publication of Stanton’s paper [82], however, some cases have been reported in which portland cements with a quantity of alkalis even lower than 0.60 % Na_2O have given rise to harmful expansion. The various reported reasons for failure were the release of soluble alkalis from the aggregate, the introduction of alkaline salts by external sources, admixture [83, 84], or the unlikely concentration of alkalis by the migration of humidity through the concrete [85], and of course silicate reactions deriving from polyphase siliceous aggregates.

That the use of low-alkali cements is not necessarily effective in preventing the alkali-aggregate reaction in concrete, is shown in Fig. 19, where the cement-alkali level is plotted against an 0.05 % expansion time for mortar-bars made with aggregates containing from 1 to 10 % in weight of volcanic reactive material, consisting of andesitic to rhyolitic glass [86]. This expansion level was chosen

matériau volcanique réactif (andésite à rhyolite) [86]. Un tel gonflement de 0,05 % a été choisi car il correspond au début de microfissuration dans le mortier à partir des grains réactifs.

D'après cette courbe, la limitation de la teneur en alcalis à un seul niveau (0,6 % par exemple) est une solution illusoire, même lorsque les différents granulats sont stockés dans des conditions identiques. Si un granulat réactif risque de libérer des alcalis, il est prudent de procéder à une série d'essais avec des ciments de différentes teneurs en alcalis.

Le potentiel de gonflement est fonction de la réactivité des granulats et de la quantité totale d'alcalis réactifs présents par mètre cube de béton. Ainsi, la valeur maximale admissible d'alcalis réactifs dans le béton doit être déterminée expérimentalement pour chaque combinaison granulat/liant. Il est évident que l'alcalinité de l'eau interstitielle dans le béton dépend à la fois de la teneur en alcalis du ciment et de la quantité de ciment entrant dans la composition du béton.

En l'absence d'apports externes d'alcalis, les alcalis réactifs présents dans le béton de ciment Portland sont calculés par la formule :

$$A = \frac{C \times a}{100}$$

A = teneur en alcalis du béton (en kg/m³).

C = dosage en ciment Portland du béton (kg/m³).

a = pour le ciment Portland, teneur en alcalis solubles dans l'acide, exprimée en pourcentage (pondéral) d'équivalent Na₂O.

Tout calcul doit tenir compte des variations du dosage en ciment et de la teneur en alcalis de celui-ci. Ainsi, les Recommandations publiées par la British Concrete Society (BCS) concernant la réaction alcali-silice [87] précisent que le terme « C » doit être pris comme la valeur moyenne théorique, « a » étant la teneur moyenne certifiée du ciment.

Selon ces Recommandations, il y a plusieurs façons d'exprimer « a » :

— Teneur en alcalis solubles à l'acide : moyenne des 25 dernières mesures réalisées sur les échantillons journaliers préparés selon les Normes Britanniques.

— Teneur en alcalis solubles à l'acide à ne pas dépasser : valeur, garantie par les fabricants, qui ne sera pas dépassée sans avertissement préalable.

— Teneur maximale garantie en alcalis solubles à l'acide : valeur à ne pas dépasser dans l'ensemble d'une livraison quelconque.

Il faut également tenir compte des sources externes d'alcalis autres que le ciment : granulats, adjuvants, eau saumâtre utilisée comme eau de gâchage. Les granulats peuvent en être responsables, soit du fait de la contamination par des sels alcalins [87], soit du fait de la libération d'alcalis solubles (ce dernier phénomène étant peu fréquent).

On présente ci-dessous une discussion des niveaux de teneur en alcalis dans le béton, considérés sans danger dans les zones où la pratique britannique est suivie.

Certains travaux de laboratoire, ainsi que les observations *in situ*, indiquent que pour les bétons en place, fabriqués à partir des granulats rencontrés en Grande-

because it is the approximate limit above which microcracking was found to extend from reactive particles into surrounding mortar.

The graph in Fig. 19 indicates that a single level of alkalis, such as 0.60 %, cannot be considered meaningful for all aggregates even under the same storage conditions. When the reactive aggregate is suspected to release alkalis, simultaneous tests with a range of both high and low-alkali cement are recommended.

Expansion potential is a function of the reactivity of the aggregate and of the total quantity of reactive alkalis available per cubic metre of concrete. The safe level for the content of reactive alkalis available in the concrete must be determined experimentally for each combination of aggregate and cementitious materials. It is obvious that the alkalinity of the pore fluid in the concrete is controlled both by the alkali level of the cement and by the amount of cement in the concrete.

When alkali sources other than cement are absent, the reactive alkalis available in a portland cement concrete are normally calculated by :

$$A = \frac{C \times a}{100}$$

A = alkali content of concrete (kg/m³).

C = portland cement content of concrete (kg/m³).

a = acid-soluble alkali content of portland cement expressed as a percentage by weight of Na₂O equiv.

In fact, any calculation relating to the reactive alkali content of the concrete should consider the variation of both the cement content in concrete and the alkali content in cement. Therefore, the British Guidance Notes published by the British Concrete Society on minimizing the risk of damage to concrete by alkali-silica reaction [87] recommend “ C ” as the target mean portland cement content of concrete and that “ a ” be the certified average alkali content of portland cement.

According to the Guidance Notes, “ a ” can be expressed in the following different ways :

– Acid-soluble alkali content = the average of the last 25 determinations carried out on daily samples prepared in accordance with the British Standards.

– Acid-soluble alkali content which shall not be exceeded = the value of acid-soluble alkali which the cement manufacturers declare will not be exceeded without prior notice.

– Certified maximum acid-soluble alkali content = the value of acid-soluble alkali content which shall not be exceeded for any cement delivery.

Proper allowance also has to be made for alkalis introduced into the concrete by sources other than cement. Alkalis may come from the aggregate, from admixtures, and from brackish water if used as mixing water. The aggregates can be responsible either because of alkali salt contamination [87] or through soluble alkalis release, but the latter event is considered infrequent.

Some safe levels of alkali content of concrete in places where British practice applies are discussed below :

Some laboratory work and site observations have indicated that damage will not occur in the field when aggregates from the United Kingdom are used and when

Bretagne, la dégradation est évitée lorsque la teneur en alcalis du béton est inférieure à 4 kg/m^3 . Notons que cette valeur de « A » est discutée par certains experts de Grande-Bretagne qui préfèrent une valeur plus réduite.

Toujours en Grande-Bretagne, certaines expériences avec des granulats renfermant de la silice opaline indiquent qu'une concentration de 3 kg/m^3 permet d'éviter les dégradations [87, 88, 89].

Pour les granulats réactifs de Nouvelle-Zélande, la limite inférieure proposée est de $3,5 \text{ kg/m}^3$ [90].

Les experts russes [91] ainsi que le Japanese Industrial Standard [92] et l'Iranian Standard proposent 3 kg/m^3 .

Pour les bétons fabriqués avec différents granulats en provenance de Malmesbury (cap sud-ouest en Afrique du Sud), les limites portées sur la Fig. 20 ont été constatées [93] : la teneur en alcalis actifs correspond à la teneur en alcalis disponibles pour la réaction, mesurée selon la méthode ASTM C 311-88 [153] mais sans apport d'hydroxyde de calcium :

— Teneur en alcalis actifs supérieure à $3,8 \text{ kg équiv. Na}_2\text{O/m}^3$: gonflement nuisible.

— Teneur inférieure à $1,8 \text{ kg/m}^3$: dégradation par gonflement évitée.

— Teneur entre $3,8$ et $1,8 \text{ kg/m}^3$: l'amplitude du gonflement dépend de la réactivité des granulats et de la teneur en alcalis actifs du ciment.

Pour les orthoquartzites du Groupe « Table Mountain » (Afrique du Sud), ces limites inférieure et supérieure sont respectivement égales à $2,5$ et $4,5 \text{ kg par m}^3$ de béton.

Les valeurs citées relatives aux granulats de Malmesbury et aux orthoquartzites correspondent à un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et à une conservation suivant les conditions précisées par ASTM C 227. Un granulat est qualifié de gonflant si le béton subit un gonflement supérieur à $0,05 \%$ à un an.

Il est difficile d'établir une correspondance quelconque entre les pratiques américaine et britannique décrites ci-dessus, parce que ces normes reposent sur des bases empiriques. Cependant, en l'absence d'apport externe d'alcalis, la pratique britannique est moins restrictive que celle des États-Unis.

3.3.1.2. *Ciments composés*

La teneur en alcalis du ciment Portland est une indication assez sûre de son potentiel de réactivité avec les granulats réactifs parce que, en général, la quasi-totalité des alcalis est libérée lors de l'hydratation du ciment. Mais pour les autres ciments (ciments composés...), la teneur totale en alcalis n'est plus une indication acceptable, car une certaine partie des alcalis peut se présenter sous forme de composés qui ne libèrent pas leurs ions dans l'eau interstitielle du béton.

Avec les méthodes de mesure classiques, la teneur en alcalis de ces ciments englobe les alcalis du ciment Portland et ceux présents dans le laitier ou les pouzzolanes, ces derniers (à quelques exceptions près) étant aussi abondants, ou plus abondants, que les premiers. Mais on suppose que les alcalis contenus dans ces adjuvants minéraux, et qui sont « piégés » dans les silicates hydratés lors de l'hydratation, ne sont pas immédiatement disponibles pour favoriser l'alcali-réaction de la même manière que les alcalis provenant du ciment Portland. En effet, il semble

the alkali content of the concrete is less than 4 kg/m³. It should be pointed out that not all authorities within the UK agree with this assessment, believing that the value of “ A ” should be lower.

Also in the UK, some experience with aggregates containing opaline silica have indicated a safe level of 3 kg/m³ [87, 88, 89].

For reactive aggregates in New Zealand, the lower limit proposed is 3.5 kg/m³ [90].

USSR experts [91] as well as the Japanese Industrial Standard [92] and Iranian Standard suggest 3 kg/m³.

In the case of concretes made with different Malmesbury aggregates (south-western Cape in South Africa), the limits of Fig. 20 have been reported [93], where the active alkali content is taken as the available alkali content of a cement determined according to ASTM C 311-88 [153] but without the addition of calcium hydroxide :

— Above an active alkali content of 3.8 kg Na₂O equiv. per m³, deleterious expansion will occur.

— Below 1.8 kg Na₂O equiv. per m³, the expansion damage is avoided.

— Between 3.8 and 1.8 kg Na₂O equiv. per m³, the degree of expansion depends on the reactivity of the aggregate and the active alkali content of the concrete.

With the orthoquartzites of the Table Mountain Group, the lower and upper limits are 2.5 and 4.5 kg active Na₂O equiv. per m³ of concrete, respectively.

The quantities given for the Malmesbury aggregates and for the orthoquartzites are referred to concrete containing 350 kg/m³ of cement and stored under ASTM C 227 conditions. The aggregate is considered deleteriously expansive if the concrete expands more than 0.05 % at one year of ageing.

It is difficult to show equivalence in the American and British practice as described individually above because these standards have empirical bases. However, in the case where alkali sources other than cement are absent, the British practice is less restrictive than the American.

3.3.1.2. *Blended Cements*

The alkali content of portland cements is a reliable guide to their potential reactivity in the presence of reactive aggregates, because normally nearly all the alkalis are released during the hydration of the cement. In the case of non-portland cements or blended cements, the total alkali content is no longer a satisfactory guide, because some of the alkali in these materials may be combined in mineral forms incapable of releasing alkali ions into the concrete pore fluid.

The alkali content of these cements, if measured by the normal methods, will include both the alkali in the portland cement and that of blast furnace slags or pozzolanic materials which, with few exceptions, are comparable to or greater than those of portland cement. However it is assumed that the alkalis of these mineral admixtures, being “ entrapped ” in the hydrated silicates during the hydration process, are not promptly available to promote the alkali-aggregate reaction in the same manner as the alkalis derived from portland cement. Only the small

qu'au début, seule une faible proportion de ces alcalis, solubles à l'eau, contribue à l'alcalinité de l'eau interstitielle. Par conséquent, la valeur citée de 0,60 % d'équivalent Na_2O , comme valeur limite pour un ciment Portland de faible teneur en alcalis, n'est pas applicable aux ciments composés, contenant du laitier ou des pouzzolanes.

Dans le cas des ciments Portland de laitier, il faut faire une distinction entre ceux à teneur moyenne en laitier (> 50 %) et ceux à teneur élevée (> 65 %). Pour être qualifié de « faible teneur en alcalis », un ciment doit répondre aux conditions suivantes [94] :

| | |
|------------------|--|
| Laitier : > 50 % | Équiv. Na_2O : < 0,9 % |
| Laitier : > 65 % | Équiv. Na_2O : < 2,0 % |

Une série d'essais de gonflement a permis d'établir une formule empirique de calcul d'une valeur de « l'alcali effectif » (Aff) du ciment de laitier, valeur qui pourrait être directement comparée à la limite de 0,60 % relative au ciment Portland [95] :

$$\text{Aff} = A \left[1 - \left(\frac{H}{H_0} \right)^2 \right]$$

A = teneur en alcalis du ciment Portland de laitier.

H = Teneur en laitier (% pondéral).

H_0 = constante déterminée expérimentalement, définissant la teneur en laitier (exprimée en % pondéral) qui élimine le gonflement (les données expérimentales indiquent une valeur de 72 %).

Dans la Fig. 21, on voit la relation liant la teneur en laitier et $\text{Aff} = 0,60\%$. Tous les ciments en dessous de la courbe se comportent comme un ciment Portland renfermant de 0 à 0,60 % équiv. Na_2O [95].

On dispose actuellement d'une grande expérience de l'emploi des ciments Portland de laitier avec certains types de granulats réactifs; si les recommandations actuelles sont plutôt pessimistes, on ne connaît aucun cas de dégradations par alcali-réaction lorsque les limites citées sont respectées.

Pour les ciments Portland aux pouzzolanes, le fabricant est normalement en mesure de choisir le ciment et la pouzzolane de façon à compenser leurs actions dans les conditions d'utilisation prévue, mais, malgré les expériences acquises, la variation des caractéristiques de ces mélanges est telle qu'il est impossible, actuellement, d'établir des recommandations visant à minimiser le risque d'alcali-réaction.

Les pouzzolanes naturelles à caractéristiques optimales n'existent pas dans tous les pays et les importations sont parfois impossibles. Dans ce cas, une solution possible est l'emploi de pouzzolanes artificielles (cendres volantes, fumée de silice). Elles sont mélangées au ciment sur le chantier (voir § 3.3.2), mais le malaxage de ces poudres très fines étant difficile dans la centrale à béton, il vaut mieux se tourner vers les techniques de mélange des poudres.

Pour les ciments composés, on prévoit systématiquement des essais préalables (ASTM C 441-81 [96], ...) et l'on tient compte de la teneur en alcalis du béton fabriqué en fixant les limites admissibles.

Pour le calcul de la teneur totale en alcalis du ciment composé, selon les Recommandations Britanniques citées ci-dessus, il faut connaître la teneur en alcalis

proportion of their alkalis that are water soluble seems to contribute to the alkalinity of the pore solution in the early stages. The value of 0.6 % as equivalent Na₂O usually accepted as the alkali limit for a low-alkali portland cement is therefore not applicable to the blended cement, blast furnace or pozzolanic cement.

In the case of portland blast-furnace slag cements, a distinction is needed between those with a medium slag content more than 50 % and those with a high slag content more than 65 %. To be considered “ low alkali ” they must meet the following requirements [94] :

| | |
|---------------------|--|
| More than 50 % slag | Less than 0.9 % Na ₂ O equiv. |
| More than 65 % slag | Less than 2.0 % Na ₂ O equiv. |

Through a series of expansion tests, an empirical formula was derived for computing an “ Effective Alkali (Aff) for blast-furnace slag cement, which could be directly compared to the 0.60 % Na₂O equivalent limit for portland cement [95].

The proposed formula is :

$$\text{Aff} = A \left[1 - \left(\frac{H}{H_0} \right)^2 \right]$$

A = alkali content of portland blast-furnace slag cement.

H = slag component in % by weight.

H₀ = an experimental constant representing the slag content, in % by weight, which will not produce any expansion (72 % was found from experimental data to satisfy this condition).

Fig. 21 shows the relationship of slag content with 0.60 % effective alkali content. All cements that fall below the curved line would behave like portland cements with alkali contents between 0 and 0.60 % Na₂O equivalent [95].

There is now considerable experience of the use of portland blast-furnace slag cements with some types of reactive aggregates, and although the current recommendations probably are on the cautious side, there are no known instances of deleterious alkali reactions when the above stated limits have been observed.

In the case of portland pozzolanic cements the cement manufacturer should be able to match the characteristics of the particular cement and pozzolan to ensure adequate compensatory action under the conditions of intended use, but, despite accumulated experience with portland pozzolanic cements, the variability in their properties does not yet permit recommendation for their use in minimizing the risk of alkali-aggregate reaction.

Natural pozzolans with optimum properties are not available in all countries, and the importation of material is not always feasible. The use of artificial pozzolans such as suitable fly ash or silica fume is a practical solution. Pozzolanic materials can be added to the concrete on site (see 3.3.2) but, because proper mixing of such very fine powders is difficult with conventional concrete mixing plant, it should be better undertaken by powder blending techniques.

Proposed blended cements should always be tested before use, by the ASTM C 441-81 testing method [96] for example, and safe alkali limit should regard the alkali content of concrete mixtures.

In order to calculate the total alkali in blended cements it is necessary to know, according to the British Guidance Notes, the acid soluble alkali content of the

solubles à l'acide du ciment Portland, ainsi que le dosage des ingrédients et la teneur en alcalis des adjuvants minéraux. Ces valeurs sont fournies par le fabricant. La contribution réelle des adjuvants minéraux reste l'objet de recherches. On peut se baser sur la teneur en alcalis solubles à l'eau, mais la concentration en produits réactifs risque d'être nettement plus élevée. La Fédération Britannique des Fabricants de Ciment propose, pour le calcul de la teneur en alcalis réactifs, de prendre un sixième de la teneur en alcalis des cendres et la moitié de la teneur en alcalis du laitier.

Pour tenir compte, dans ce calcul de la teneur totale en alcalis du béton, de la contribution du laitier ou des pouzzolanes, on utilise la formule suivante :

$$A = C \times \frac{a}{100} + D$$

$$D = E \times \frac{d}{100} = \text{teneur équivalente en alcalis provenant du laitier ou des pouzzolanes.}$$

E = teneur moyenne théorique en laitier ou en pouzzolanes (kg/m³ de béton).

d = teneur moyenne d'alcalis réactifs (en %) du laitier ou des pouzzolanes.

3.3.1.3. Laitier de haut fourneau broyé

Le laitier de haut fourneau, sous-produit non métallique, contient notamment des silicates et des aluminosilicates de calcium et d'autres bases; il est créé au cours de la fusion du minerai de fer dans le haut fourneau métallurgique. Lorsqu'il est refroidi rapidement, par immersion dans l'eau, il se présente comme des granulés vitreux qui sont ensuite broyés finement en poudre.

Au cours des années 50, les premiers résultats expérimentaux [97, 98] ont démontré l'utilité du laitier pour réduire le phénomène de gonflement dans le ciment Portland à forte teneur en alcalis, le dosage optimal étant de 50 à 60 % du poids de ciment. Ce résultat a été confirmé ultérieurement [99, 100, 101, 102], même dans le cas où la teneur totale en alcalis était supérieure à celle du ciment Portland pur (la teneur totale en alcalis du laitier variant de 0,2 à 0,3 % Na₂O et de 0,2 à 1,5 % K₂O).

L'étude de nombreux mélanges différents (23 à 65 % de laitier, différentes teneurs en alcalis) a démontré [103] que les alcalis contenus dans le laitier contribuent peu au phénomène de gonflement (Fig. 22). Au contraire, l'augmentation de la teneur en laitier correspond à une rapide réduction du gonflement (Fig. 23). Une granulométrie plus fine du laitier provoque le même effet [104, 105, 106].

3.3.2. Pouzzolanes

Si l'on doit utiliser un granulat susceptible d'être réactif, et si aucun ciment convenable (ciment Portland à faible teneur en alcalis, ou ciment composé spécial)

portland-cement component, the proportions of the blend and the alkali in mineral admixtures. These should be supplied by the cement manufacturer. The real alkali contribution of the mineral admixtures is still a subject of research. Reference could be made to the water-soluble alkali levels, but the reactive content could be significantly higher. The British Cement Makers' Federation recommends that one/sixth of the alkali content of fly ash and one/half of the alkali content of blast-furnace slag be considered as reactive alkali.

The amount of reactive alkali derived from blast-furnace slag or pozzolanic material should be included in the total amount of alkali in the concrete by the formula :

$$A = C \times \frac{a}{100} + D$$

$$D = E \times \frac{d}{100}$$

D = equivalent alkali content contributed by blast-furnace slag or pozzolanic material (kg/m³).

E = target mean blast-furnace slag or pozzolanic material content of the concrete (kg/m³).

d = average reactive alkali content (%) of blast-furnace slag or pozzolanic material.

3.3.1.3. *Ground Granulated Blast-Furnace Slag*

Blast-furnace slag is a nonmetallic product, consisting essentially of silicates and aluminosilicates of calcium and other bases that is developed in a molten condition simultaneously with iron in a blast furnace. When it is rapidly cooled, as by immersion in water, a glassy, granular material is formed called granulated blast-furnace slag. This material is then ground to a fine powder.

In the 1950s the first experimental results [97, 98] demonstrated the effectiveness of blast-furnace slag in reducing the expansion action in high-alkali portland cement, identifying the ideal slag percentage at about 50-60 % by weight of cement. This was later confirmed by other results [99, 100, 101, 102] that showed the improved behaviour of the cement with blast-furnace slag over normal portland cement, even with the total alkali content being greater in the cement with blast-furnace slag (the total alkali content in blast furnace slag generally varies from 0.2 to 0.3 % as Na₂O and from 0.2 to 1.5 % as K₂O).

Through the study of numerous cement blends containing from 23 to 65 % slag and embracing a broad range of alkali content, it was shown [103] that the alkalis in slag do not contribute significantly to expansion from alkali-aggregate reaction (Fig. 22). In fact, expansion diminishes rapidly as the blast-furnace slag content rises (Fig. 23). It also has been also shown that the expansion diminishes as the slags become finer [104, 105, 106].

3.3.2. **Pozzolan Materials**

When the use of potentially reactive aggregate cannot be avoided and a low-alkali portland cement or a suitable blended cement is not available, the

n'est disponible, on peut se prémunir contre les problèmes d'alcali-réaction en remplaçant une partie du ciment Portland par des pouzzolanes finement broyées.

Les pouzzolanes naturelles et artificielles (cendres volantes ou fumée de silice) réduisent le gonflement à une valeur acceptable. Mais il faut confirmer l'action de chaque pouzzolane proposée et fixer la proportion minimale optimale, compte tenu des granulats réactifs. Généralement, la valeur optimale dépend du niveau de réactivité des granulats et des caractéristiques (qualité, composition) des pouzzolanes utilisées [107].

3.3.2.1. Pouzzolanes naturelles

Les pouzzolanes naturelles comprennent certains dépôts « sans cohésion » et « compacts » d'origine volcanique, des roches riches en silice qui sont vraisemblablement des résidus de minéraux ayant été soumis à une importante action chimique, et des matériaux siliceux faits de squelettes d'organismes vivants. Les mieux connues sont les pouzzolanes italiennes, la terre de Santorin (Grèce), les trass allemands, les pouzzolanes américaines. Ces dépôts sont souvent très différents au plan minéralogique et chimique. Leur constituant de base est la silice, dont la teneur varie de façon importante. Elles peuvent renfermer jusqu'à 20 % d'alumine, la teneur en calcium étant généralement plus faible. Les pouzzolanes ont un trait commun : capacité à fixer la chaux (« activité pouzzolanique »).

La teneur en alcalis est généralement élevée mais, en l'absence de données sûres concernant sa relation avec l'alcali-réaction, on ne fixe pas de limite admissible. Cependant, la norme ASTM C 618-89 [152] préconise une valeur pour la teneur en alcalis libres, égale à 1,5 % équiv. Na_2O pour les pouzzolanes naturelles ou calcinées. Le terme « alcalis libres » se rapporte à la quantité qui est libérée après conservation dans un bain d'hydroxyde de calcium pendant 28 jours, selon les méthodes précisées dans la norme ASTM C 311-88 [153].

Dans le Tableau 3, on trouve la composition chimique de différentes pouzzolanes naturelles.

Récemment [108], on a démontré que de nombreuses pouzzolanes naturelles réduisaient le gonflement dû à l'alcali-réaction.

Dans la Fig. 24, on compare l'action de certaines pouzzolanes (Kieselguhr, « moler ») avec celle des cendres volantes, des fumées de silice et du laitier. La courbe supérieure correspond à l'effet de la simple dilution du ciment utilisé, c'est-à-dire, la réduction de l'équivalent d'alcali du ciment sans apport d'adjuvants.

La Fig. 25 résume la réactivité de différents mélanges de ciments Portland et de diverses pouzzolanes italiennes (pouzzolanes « Latiales » et « des Champs Phlégréens », tuf jaune de Naples, marne siliceuse de Pavie) lors d'essais à long terme (jusqu'à deux ans), conformément à ASTM C 441-81. Les gonflements mesurés sur éprouvettes de mortier fabriquées avec du verre pyrex sont comparés à ceux correspondant à l'incorporation de cendres et de laitier [109].

Les valeurs obtenues semblent plus ou moins équivalentes pour toutes les pouzzolanes naturelles, la teneur optimale en pouzzolanes se situant à environ 30 % du poids de ciment. Mais il faut poursuivre des recherches plus complètes sur le mortier ainsi que sur le béton, constitués de granulats naturels réactifs, pour confirmer la validité de ces résultats.

replacement of part of the portland cement with finely ground pozzolanic materials can constitute a valid defence against alkali-aggregate reaction.

Natural and artificial pozzolans (fly ash and silica fume) were found to be effective in reducing expansion to an acceptable level due to alkali-aggregate reaction. However investigations have to be made to ascertain the effectiveness of each pozzolanic material and to determine its optimum minimum addition to reactive aggregate. In general this depends on the reactivity of the aggregate and on the quality and composition of the pozzolanic material itself [107].

3.3.2.1. *Natural Pozzolans*

Natural pozzolans include certain “ incoherent ” and “ compact ” deposits of volcanic origin, highly siliceous rocks which are probably the residues of minerals having undergone considerable chemical change, and siliceous materials composed of the skeletons of living organisms. The best known are the Italian pozzolans, Santorin earth (Greece), the German trasses and the American pozzolans. These deposits are often quite different both mineralogically and chemically. Their primary constituent is silica, but the quantity may vary significantly. The alumina content may be as high as 20 %, while the calcium content is usually lower. Pozzolans have a least one thing in common : their ability to fix lime which is referred to as “ pozzolanic activity ”.

The quantity of alkalis is usually high but, since confirmation on their behavior in relation to the alkali-aggregate reaction is lacking, no limitations on their alkali content is normally indicated, although ASTM C 618-89 [152] prescribes an available alkali content of 1.5 % as Na₂O equiv., for the raw or calcined natural pozzolan. Available alkalis refers to the amount of alkalis that are released after curing with calcium hydroxide for 28 days according to ASTM C 311-88 [153] procedures.

Table 3 shows the chemical composition of a number of natural pozzolans.

Recent studies [108] have shown that many natural pozzolans are effective in reducing expansion due to alkali-aggregate reaction.

Fig. 24 compares the effectiveness of some pozzolans (Kieselguhr and Moler) compared with that of fly ash, silica fume and blast furnace slag. The top curve shows the effect of simple dilution of the cement used, i.e., reducing the alkali equivalence of the cement without adding various admixtures.

Fig. 25 summarizes the potential alkali reactivity of different blends of portland cement and various Italian pozzolans (Latin and Phlegraean pozzolan, Neapolitan yellow tuff, and siliceous marl of Pavia) tested, up to two years maturation, in accordance with ASTM C 441-81. The expansions measured on mortar bars manufactured with Pyrex glass, are compared in turn to those obtained with fly ash and blast furnace slag [109].

There seems to be more or less equivalence for all the natural pozzolans, with an optimal pozzolan content of around 30 % by weight of cement. More extensive researches on both mortar and concrete made with natural reactive aggregates should however be carried out to confirm the validity of these results.

Tableau 3 - Composition (en %) de pouzzolanes naturelles

| POUZZOLANES | Lo.i. (*) % | SiO ₂ % | Al ₂ O ₃ % | Fe ₂ O ₃ % | CaO % | MgO % | Na ₂ O % | K ₂ O % | SO ₃ % |
|--------------------------------------|----------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|----------|------------------------|-----------------------|----------------------|
| <i>Pouzzolanes « sans cohésion »</i> | | | | | | | | | |
| Sacrofano (Italie) | 4,67 | 89,22 | 3,05 | 0,77 | 2,28 | | | | |
| P. des Champs Phlégréens (Italie) | 4,57 | 55,20 | 17,66 | 4,73 | 4,36 | 1,19 | 3,40 | 7,26 | 0,11 |
| P. latiales (Italie) | 4,32 | 44,30 | 15,97 | 8,98 | 11,21 | 4,18 | 1,54 | 6,20 | 0,12 |
| P. de Sardaigne (Italie) | 19,22 | 41,62 | 9,51 | 3,81 | 19,93 | 1,94 | 0,67 | 1,98 | 0,44 |
| Terre de Santorin (Grèce) | 4,80 | 63,80 | 13,00 | 5,70 | 4,00 | 2,00 | 3,80 | 2,50 | |
| Auvergne (France) | 0,24 | 46,60 | 17,60 | 11,80 | 9,84 | 5,58 | 3,14 | 0,02 | |
| <i>Tufs</i> | | | | | | | | | |
| Trass K (Bulgarie) | | 71,63 | 10,03 | 4,01 | 1,93 | 1,22 | | 2,35 | 3,05 |
| Trass rhénan (Allemagne) | 11,10 | 52,12 | 18,29 | 5,81 | 4,94 | 1,20 | 1,48 | 5,06 | |
| Trass bavarois (Allemagne) | 7,41 | 62,45 | 16,47 | 4,41 | 3,39 | 0,94 | 1,91 | 2,06 | |
| Trass de Selyp (Hongrie) | 16,33 | 55,69 | 15,19 | 6,43 | 2,83 | 1,01 | | | 0,26 |
| Trass de Retka (Hongrie) | 6,34 | 73,01 | 12,28 | 2,71 | 2,76 | 0,41 | | | 0,10 |
| Tuf jaune (Italie) | 9,11 | 54,68 | 17,70 | 3,82 | 3,66 | 0,95 | 3,43 | 6,38 | |
| Tuf dacite (Roumanie) | 7,27 | 67,70 | 11,32 | 2,66 | 3,73 | 1,64 | | | 0,18 |
| Tuf de Gujarat (Inde) | 12,60 | 40,90 | 12,00 | 14,00 | 14,60 | 1,45 | | | |
| Tuf de Pella (Grèce) | 2,23 | 62,22 | 19,78 | 3,99 | 4,57 | 2,70 | 1,58 | 2,25 | 1,60 |
| Trass de Jajerud (Iran) | 4,90 | 60,67 | 17,51 | 5,29 | 4,66 | 1,10 | | | |
| <i>Autres matériaux</i> | | | | | | | | | |
| Terre à diatomées | 7,62 | 65,22 | 19,23 | 2,76 | 0,80 | 0,25 | | | 0,31 |
| Rhyolite pumicite (USA) | 3,38 | 70,75 | 12,85 | 1,38 | 1,08 | 0,43 | | | |
| Rhyolite pumicite (USA) | 3,43 | 65,74 | 15,89 | 2,54 | 3,35 | 1,33 | 4,97 | 1,92 | |
| Kieselguhr (Afrique du Sud) | 11,70 | 76,66 | 3,77 | 1,35 | 1,25 | 1,78 | 0,44 | 0,60 | 0,07 |
| Moler (Danemark) | 3,30 | 72,50 | 10,80 | 5,70 | 1,00 | 1,67 | 1,88 | 1,53 | |
| Marne siliceuse (Italie) | 19,00 | 44,60 | 9,40 | 3,70 | 16,80 | 3,20 | 0,70 | 1,70 | |

(*) Lo.i. = Loss on ignition = Perte au feu.

3.3.2.2. Cendres volantes

Les cendres volantes proviennent de la combustion du charbon pulvérisé dans les centrales thermiques. Elles sont extraites des gaz de combustion, avant leur évacuation dans l'atmosphère, par des dépoussiéreurs, sous forme d'une poudre très fine. Les éléments sont sphériques, de moins de 45 microns de diamètre en général. La composition chimique dépend de la nature et de la concentration en minéraux du charbon. Généralement, plus de 85 % des cendres volantes sont constitués de composés chimiques et de matières vitreuses (silicium, aluminium, fer, calcium, magnésium, alcalis).

On connaît deux catégories principales de cendres volantes : les cendres à teneur forte et à teneur faible en calcium. Les premières sont produites par le lignite ou les charbons maigres : les secondes proviennent des charbons bitumineux. Les cendres à forte teneur en calcium se comportent plus ou moins comme un liant, sans une quelconque contribution de la chaux libre présente dans le ciment Portland hydraté.

Les normes américaines sont les seules à fixer une limite pour la teneur en alcalis des cendres volantes (1,5 % équiv. Na₂O d'alcalis libres). Si cette limite est

Table 3 - Percentage composition of natural pozzolans

| POZZOLAN | L.o.i. (*) % | SiO ₂ % | Al ₂ O ₃ % | Fe ₂ O ₃ % | CaO % | MgO % | Na ₂ O % | K ₂ O % | SO ₃ % |
|-----------------------------|-----------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------|----------|------------------------|-----------------------|----------------------|
| <i>Incoherent pozzolans</i> | | | | | | | | | |
| Sacrofano (Italy) | 4.67 | 89.22 | 3.05 | 0.77 | 2.28 | | | | |
| Phlegraean p. (Italy) | 4.57 | 55.20 | 17.66 | 4.73 | 4.36 | 1.19 | 3.40 | 7.26 | 0.11 |
| Latial p. (Italy) | 4.32 | 44.30 | 15.97 | 8.98 | 11.21 | 4.18 | 1.54 | 6.20 | 0.12 |
| Sardinian p. (Italy) | 19.22 | 41.62 | 9.51 | 3.81 | 19.93 | 1.94 | 0.67 | 1.98 | 0.44 |
| Santorin Earth (Greece) | 4.80 | 63.80 | 13.00 | 5.70 | 4.00 | 2.00 | 3.80 | 2.50 | |
| Auvergne (France) | 0.24 | 46.60 | 17.60 | 11.80 | 9.84 | 5.58 | 3.14 | 0.02 | |
| <i>Tuffs</i> | | | | | | | | | |
| Trass K (Bulgaria) | | 71.63 | 10.03 | 4.01 | 1.93 | 1.22 | | 2.35 | 3.05 |
| Rhenish Trass (Germany) | 11.10 | 52.12 | 18.29 | 5.81 | 4.94 | 1.20 | 1.48 | 5.06 | |
| Bavarian Trass (Germany) | 7.41 | 62.45 | 16.47 | 4.41 | 3.39 | 0.94 | 1.91 | 2.06 | |
| Selyp Trass (Hungary) | 16.33 | 55.69 | 15.19 | 6.43 | 2.83 | 1.01 | | | 0.26 |
| Retka Trass (Hungary) | 6.34 | 73.01 | 12.28 | 2.71 | 2.76 | 0.41 | | | 0.10 |
| Yellow Tuff (Italy) | 9.11 | 54.68 | 17.70 | 3.82 | 3.66 | 0.95 | 3.43 | 6.38 | |
| Dacite Tuff (Rumania) | 7.27 | 67.70 | 11.32 | 2.66 | 3.73 | 1.64 | | | 0.18 |
| Gujarat Tuff (India) | 12.60 | 40.90 | 12.00 | 14.00 | 14.60 | 1.45 | | | |
| Pella Tuff (Greece) | 2.23 | 62.22 | 19.78 | 3.99 | 4.57 | 2.70 | 1.58 | 2.25 | 1.60 |
| Jajerud Trass (Iran) | 4.90 | 60.67 | 17.51 | 5.29 | 4.66 | 1.10 | | | |
| <i>Other materials</i> | | | | | | | | | |
| Diatomaceous Earth | 7.62 | 65.22 | 19.23 | 2.76 | 0.80 | 0.25 | | | 0.31 |
| Rhyolite pumicite (USA) | 3.38 | 70.75 | 12.85 | 1.38 | 1.08 | 0.43 | | | |
| Rhyolite pumicite (USA) | 3.43 | 65.74 | 15.89 | 2.54 | 3.35 | 1.33 | 4.97 | 1.92 | |
| Kieselguhr (South Africa) | 11.70 | 76.66 | 3.77 | 1.35 | 1.25 | 1.78 | 0.44 | 0.60 | 0.07 |
| Moler (Denmark) | 3.30 | 72.50 | 10.80 | 5.70 | 1.00 | 1.67 | 1.88 | 1.53 | |
| Siliceous Marl (Italy) | 19.00 | 44.60 | 9.40 | 3.70 | 16.80 | 3.20 | 0.70 | 1.70 | |

(*) L.o.i. = Loss on ignition

3.3.2.2. Fly Ash

Fly ash is a by-product of the combustion of pulverized coal in thermal power plants. It is removed by a dust collection system as a fine particulate residue from the combustion gases before they are discharged into the atmosphere. Fly ash particles are typically spherical, the majority of diameters being less than 45 microns. The chemical composition of fly ash is determined by the types and amounts of mineral matter in the coal. More than 85 % of most fly ashes are composed of chemical compounds and glasses formed of silicon, aluminium, iron, calcium, magnesium and alkali.

Two general classes of fly ash are recognized : high-calcium and low-calcium. High-calcium fly ash is normally produced from lignite or subbituminous coals, while low-calcium fly ash is normally produced from bituminous coals. The high-calcium fly ash differs from low-calcium fly ash principally in that it tends, of itself, to be a cementitious material, not requiring the free lime of an already hydrated portland cement to be present.

Only the American standards specify a limit for the alkali content of fly ash (1.5 % of available alkalis as Na₂O equiv.). Although this limit is sometimes

parfois dépassée, il n'en reste pas moins que la teneur en alcalis solubles à l'eau des cendres volantes est généralement inférieure à 0,1 % équiv. Na_2O .

L'action bénéfique des cendres volantes est très connue. On constate une importante réduction du gonflement lorsqu'une quantité suffisante (environ 30 %) de cendres est incorporée dans un mélange de ciment Portland à forte teneur en alcalis et de granulats réactifs (opale « beltane » ou « chert ») (Fig. 26) [110, 111]. Par ailleurs, certains essais [112, 113] indiquent la nécessité de tenir compte également de la teneur en alcalis des cendres elles-mêmes.

L'action bénéfique des cendres volantes dont la teneur en alcalis libres est inférieure à 1,5 % est plus marquée lorsque le dosage en cendres augmente (Fig. 27). Par contre, pour une teneur supérieure à 1,5 %, un dosage minimal est primordial; en effet, à faible dosage, le gonflement est supérieur à celui obtenu en l'absence de cendres (Fig. 28).

Ainsi, il faut tenir compte à la fois de la teneur en alcalis du ciment et de la teneur en alcalis libres des cendres [112]. Bien que de nombreux résultats d'essais semblent indiquer que les cendres volantes ont une action spécifique contre l'alcali-réaction, un supplément de données est nécessaire avant de pouvoir adopter cette conclusion. Il y a deux raisons d'être prudent :

- l'action des cendres dépendant de leur teneur en alcalis, leur influence bénéfique pourrait peut-être se trouver amoindrie par les alcalis libérés des cendres elles-mêmes;
- à température normale, l'activité pouzzolanique (mesurée par l'essai de gonflement) est nettement réduite.

3.3.2.3. Fumée de silice

La fumée de silice est une poudre ultra-fine comportant des éléments sphériques de SiO_2 amorphe, d'un diamètre moyen d'environ 0,1 micron. C'est un dérivé de l'industrie électrométallurgique traitant le silicium et le ferrosilicium. L'incorporation de la fumée de silice apporte une nette amélioration aux caractéristiques du béton (résistance, pérennité) et éliminerait l'alcali-réaction. On doit attendre d'autres résultats pour confirmer cette dernière hypothèse, mais ceux obtenus jusqu'ici, en laboratoire [114, 115] et *in situ* [116], semblent indiquer une action intéressante pour des dosages en fumée plus faibles que dans le cas des autres pouzzolanes.

Le Tableau 4 donne la composition chimique de trois fumées de silice différentes obtenues lors de l'élaboration du silicium métallique et d'alliages de fer et de silicium (respectivement alliages à 90 % et à 74 %).

En Islande où l'alcali-réaction s'est avérée préoccupante, on utilise la fumée de silice depuis bientôt 20 ans, et les résultats sont excellents [117]. La Fig. 29, basée sur l'expérience islandaise, montre les courbes de gonflement de mortiers aux granulats réactifs, pour différentes proportions de fumée de silice [118].

Dans ce pays, la fumée de silice est broyée avec le clinker dans les cimenteries, dans une proportion de 5 à 7,5 %. Dans d'autres pays, cependant, la teneur en alcalis des ciments Portland risque de varier dans une grande proportion; il faut donc adopter une approche plus souple et la fumée de silice est, le plus souvent, mélangée avec les autres constituants dans la bétonnière.

exceeded, the water-soluble alkali content of fly ash is usually less than 0.1 % as Na₂O equiv.

The effectiveness of fly ash in controlling alkali-aggregate reactivity has been widely reported. Beltane opal, or chert as reactive aggregate in combination with high-alkali portland cement have demonstrated that the expansions are significantly reduced if a sufficient quantity of fly ash (about 30 %) is used (Fig. 26) [110, 111]. At the same time, test results [112, 113], have indicated that the alkali content of fly ash must also be taken into account.

Fly ash with an available alkali content of less than 1.5 % showed an increasing beneficial effect with increases in the amount of cement replaced (Fig. 27). On the other hand fly ash with an available alkali content greater than 1.5 % needed a minimum percentage of cement replaced to be effective : small additions of this fly ash had caused larger expansions than those of a mixture without fly ash (Fig. 28).

Accordingly, when using fly ash to prevent unacceptable damage in concrete due to alkali-aggregate reaction, it is necessary to look at both the alkali content of the cement and the available alkali content of the fly ash [112]. Although many test results give evidence that supports the thesis that fly ash exercises a specific action against alkali-aggregate reaction, more data are required for these conclusions to be accepted. There are two reasons for caution : (a) the fact that the efficiency of a fly ash depends on its alkali content could mean that the beneficial action might be nullified by the alkalis released by the fly ash; (b) at ordinary temperatures the pozzolanic activity, as evidenced from the expansion tests, is markedly reduced.

3.3.2.3. *Silica Fume*

Silica Fume is an ultrafine powder consisting of spherical particles of mainly amorphous SiO₂, with an average diameter of about 0.1 micron, obtained as a by-product of the silicon and ferrosilicon electrometallurgical industries. The addition of silica fume to concrete significantly improves both strength and durability and is believed to prevent alkali-silica reaction. While more results are needed to prove this latter point, most of the results obtained to date, both in laboratory [114, 115] and in field [116], indicate that the material is effective even with smaller quantities added than of other pozzolanic materials.

Table 4 shows the chemical composition of three types of silica fume obtained from the production processes for metallic silicon and for 90 % and 74 % ferrosilicon alloys.

In Iceland, where the alkali-aggregate reaction has been a serious problem, silica fume has been used for almost 20 years with excellent results [117]. Following Icelandic practice, Fig. 29 gives the expansion curves for mortars containing a reactive aggregate and various amounts of silica fume [118].

In Iceland 5 to 7.5 % silica fume is interground with the cement clinkers at the cement plants. In other countries, however, the range of portland cement alkali levels can vary considerably and a more flexible approach is required so silica fume is most often mixed with the other constituents in the concrete mixer.

Tableau 4

Analyses chimiques de fumées de silice obtenues lors de l'élaboration de silicium et d'alliages de ferrosilicium

| CONSTITUANTS (%) | Si Métal | 90 % FeSi | 74 % FeSi |
|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| SiO ₂ | 94-98 | 92-95 | 86-90 |
| SiC | 0,20-1,00 | 0,2-0,5 | 0,1-0,4 |
| C | 0,20-1,30 | 0,5-1,2 | 0,8-2,3 |
| Fe ₂ O ₃ | 0,02-0,15 | 0,2-0,8 | 0,3-1,0 |
| Al ₂ O ₃ | 0,10-0,40 | 0,4-1,0 | 0,2-0,6 |
| CaO | 0,08-0,30 | 0,1-0,5 | 0,2-0,6 |
| MgO | 0,30-0,90 | 0,5-1,2 | 1,0-3,5 |
| Na ₂ O | 0,10-0,40 | 0,2-0,7 | 0,8-1,8 |
| K ₂ O | 0,20-0,70 | 1,0-0,5 | 1,5-3,5 |
| Autres | 0,10-0,50 | 0,4-0,8 | 0,5-0,9 |
| Perte au feu | 0,80-1,5 | 0,7-2,0 | 2,0-4,0 |

3.3.3. Réaction alcali-carbonates

L'intérêt du laitier de haut fourneau et des pouzzolanes pour combattre la réaction alcali-silice dans les bétons de ciment Portland ou de ciment composé est maintenant reconnu en cas d'utilisation de granulats siliceux. Par contre, en ce qui concerne la réaction alcali-carbonates, on dispose de peu de résultats expérimentaux. Dans un cas, on a constaté une réduction du gonflement après addition de 30 % de cendres de schistes bitumineux [119], mais des études expérimentales indiquent que les pouzzolanes n'éliminent pas cette réaction [120]; on peut penser cependant que la qualité des pouzzolanes essayées n'était pas adaptée et on a constaté que la réaction pouzzolanique était trop lente pour éviter la dédolomisation [121].

De même, la fumée de silice n'élimine pas le gonflement dû à la réaction alcali-carbonates, mais une certaine réduction a été observée [122].

En ce qui concerne les ciments, on peut prendre comme règle générale l'utilisation de ciments à faible taux d'alcalis (probablement 0,40 % équiv. Na₂O ou moins), selon la recommandation américaine de l'ACI [123].

3.4. AVANT-PROJET ET ÉTUDES DE DÉTAIL DES OUVRAGES EN BÉTON

Le dosage des différents composants d'un béton donné vise à assurer certaines caractéristiques (résistance mécanique, résistance à l'altération, résistance à l'agression de l'eau, ...). Malheureusement, les paramètres propres à améliorer la résistance aux agents agressifs externes (C/E élevé, dosage en ciment élevé, ...) augmentent également la teneur en alcalis du béton qui devient ainsi plus sensible à l'alcali-réaction si les granulats présentent une certaine réactivité potentielle. On imagine mal comment on pourrait accepter de compromettre la résistance mécanique et la pérennité du béton pour éviter seulement les dégradations dues à cette réaction. On doit d'abord répondre aux besoins fondamentaux, puis s'efforcer de choisir des produits qui éloignent le risque de dégradations dues à l'alcali-réaction.

Table 4
Chemical analyses of silica fumes derived
from the production of silicon and ferrosilicon alloys

| CONSTITUENTS (%) | Si Metal | 90 % FeSi | 74 % FeSi |
|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| SiO ₂ | 94-98 | 92-95 | 86-90 |
| SiC | 0.20-1.00 | 0.2-0.5 | 0.1-0.4 |
| C | 0.20-1.30 | 0.5-1.2 | 0.8-2.3 |
| Fe ₂ O ₃ | 0.02-0.15 | 0.2-0.8 | 0.3-1.0 |
| Al ₂ O ₃ | 0.10-0.40 | 0.4-1.0 | 0.2-0.6 |
| CaO | 0.08-0.30 | 0.1-0.5 | 0.2-0.6 |
| MgO | 0.30-0.90 | 0.5-1.2 | 1.0-3.5 |
| Na ₂ O | 0.10-0.40 | 0.2-0.7 | 0.8-1.8 |
| K ₂ O | 0.20-0.70 | 1.0-0.5 | 1.5-3.5 |
| Other | 0.10-0.50 | 0.4-0.8 | 0.5-0.9 |
| L.o.i. | 0.80-1.5 | 0.7-2.0 | 2.0-4.0 |

3.3.3. Alkali-Carbonate Reaction

The use of ground blast-furnace slags and pozzolanic materials as admixtures for portland cements or in blended cements have been widely proved to be effective in controlling alkali-aggregate reaction involving siliceous aggregates. However, on the contrary, few experimental results are available for ACR. A case in which the addition of 30 % oil-shale ash to cement showed a reduction of expansion due to alkali-carbonate reaction has been reported [119], but experimental studies have found pozzolans were not effective for controlling ACR [120] : it may be that, the quality of the pozzolans tested were not suited for that purpose and the pozzolanic reaction was found too slow to prevent dedolomitization [121].

Likewise, silica fume proved to be ineffective in suppressing expansion due to alkali-carbonate reaction, although some reduction was observed [122].

A general guide for cements in preventing the alkali-carbonate reaction could be the use of low-alkali cements (probably 0.40 % of Na₂O equiv. or lower), as recommended by ACI [123].

3.4. DESIGN AND DETAILING OF CONCRETE STRUCTURES

A concrete mixture is proportioned to have a number of properties including strength and durability against attack from weathering, water, etc. Unfortunately, parameters such as low water-cement ratios and higher cement contents which enhance the defence against external aggressive agents, are likely to produce concrete with a high alkali content which is more, rather than less, susceptible to damage from AAR if the aggregates are potentially reactive. It is difficult to envisage any circumstance where it would be justified to compromise the general durability and strength of concrete to ensure that damage from AAR does not occur. The correct approach should always be to use the mixture required to satisfy other criteria, then select materials which will avoid the danger of damage from AAR.

Après mise en place et cure du béton, il n'y a plus rien à faire pour essayer de réduire les effets de l'AR, sauf la possibilité de limiter l'entrée d'eau (voir § 3.1.4). On doit prendre toutes les précautions nécessaires au niveau de l'étude et de la réalisation de l'ouvrage, pour éviter autant que possible le contact avec l'eau : pentes pour évacuer l'eau des surfaces horizontales, joints soigneusement étudiés, réalisés et entretenus pour éviter les fuites, protection des parois verticales contre la pluie (larmiers, etc.).

Une grande partie des parements des grands barrages et de leurs ouvrages annexes seront inévitablement au contact de l'eau. Compte tenu de la perméabilité du béton (environ 10^{-6} — 10^{-7} cm/s), on voit mal comment empêcher de petites quantités d'eau de pénétrer dans le béton sur une certaine épaisseur.

Il est envisageable (mais souvent difficile) de protéger les bâtiments avec un enduit imperméable. C'est impossible dans le cas des barrages et des murs de soutènement, l'eau atteignant le béton par la fondation. De plus, la pérennité à long terme de l'imperméabilité des enduits n'est pas assurée.

Outre celui de la fissuration, l'AR peut poser différents problèmes : fermeture des joints, blocage des vannes, décrochement des lignes d'arbres. Des précautions prises lors de l'étude peuvent réduire les effets du gonflement du béton. Mais, en général, les moyens d'agir contre les effets de l'AR sont limités au niveau de l'avant-projet, des études de détail et de l'exécution : la première défense est d'étudier un béton résistant au gonflement ou aux dégradations dues à l'AR.

3.5. MÉTHODES D'ESSAIS

Dans l'étude du risque d'AR, il faut se poser deux questions fondamentales :

- a) les granulats présentent-ils un risque?
- b) quelle est la teneur en alcalis de chacun des composants?

Les essais pour détecter les granulats et alcalis dangereux sont évoqués ailleurs dans ce Bulletin, en particulier dans les paragraphes 3.2, 3.3 et 4.4.

After the concrete has been placed and properly cured, there is nothing further which can be done to reduce the severity of damage from AAR, except possibly to limit the supply of water. This has been discussed with, to some extent, in Section 3.1.4. Everything should be done, in both design and construction, to reduce unnecessary contact between moisture and the concrete. This would include providing adequate slopes to prevent water standing on horizontal surfaces, giving attention to the design, construction and maintenance of joints to prevent leakage, and providing adequate copings and other weathering details to protect vertical surfaces from rainfall.

Many concrete surfaces in large dams and their appurtenant works will inevitably be in direct contact with water. Considering that concrete has a perviousness in the order of 10^{-6} — 10^{-7} cm per second, there appears very little that can be done to protect the near surface interior concrete from small amounts of moisture.

It might be possible, though often not practicable, to enclose buildings in an impermeable coating, but this is impossible with dams and retaining walls where water can enter the concrete via the foundations. It is also doubtful whether any coating can be considered permanently impermeable.

The expansion due to AAR not only causes cracks but also leads to the closing of joints, the jamming of gates and the misalignment of machinery. Adequate provision for such movements in design, where possible, would reduce the problems caused by expansion of the concrete. For most structures there is little that can be done during the design, detailing, or construction to prevent or reduce the effects of AAR should it occur beyond that which should be expected of good practice in any case. The primary defence must always be to ensure that the materials and concrete mixtures used in the construction will not lead to expansion or damage due to AAR.

3.5. TEST METHODS

When assessing the potential for the concrete to suffer damage from AAR, two basic questions need to be answered :

- a)* Is the aggregate potentially deleterious?
- b)* How much alkali will be brought into the system by each of the materials to be used?

Tests for both deleterious aggregates and alkali are covered elsewhere in this Bulletin, particularly in sections 3.2, 3.3 and 4.4.

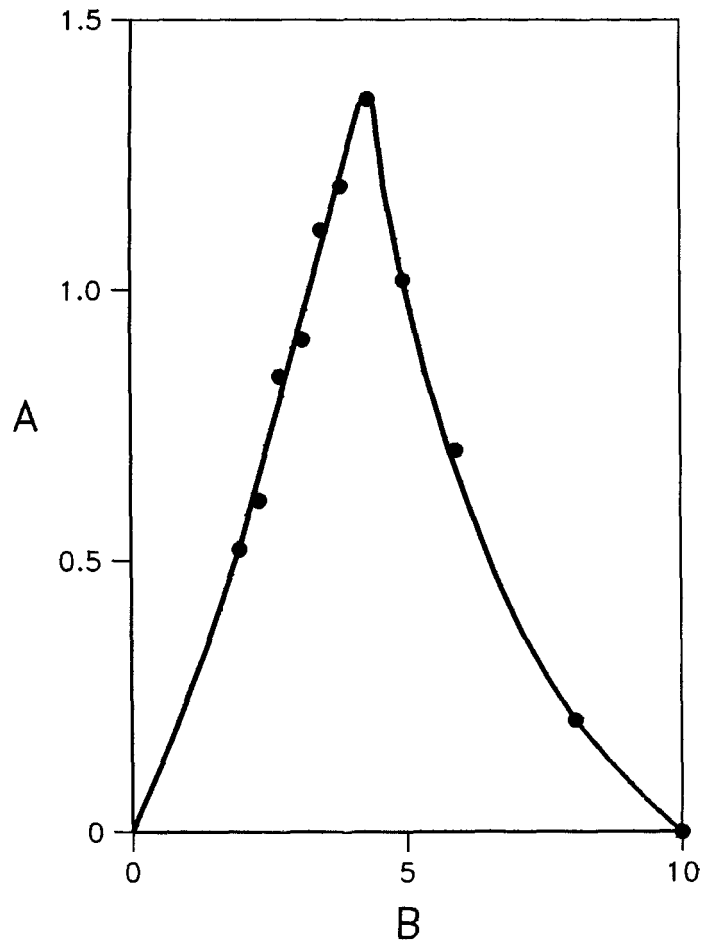


Fig. 18

Influence of reactive aggregate content upon expansion.
 Reactive particle size 0 to 0.09 mm [68]. The " pessimum effect ".
 Note : The curve shown here will be valid for only one particular
 mixture design and combination of materials.

*Influence du dosage en granulats
 réactifs sur l'expansion (granulométrie 0 à 0,09 mm [68]). « Effet pessimum. »
 Nota : Cette courbe n'est valable que pour une seule composition du béton.*

(A) Expansion (%).

(A) Expansion (%).

(B) Reactive aggregate content, % by weight of
 total aggregate.

(B) Dosage en granulats réactifs (% du poids de
 granulats).

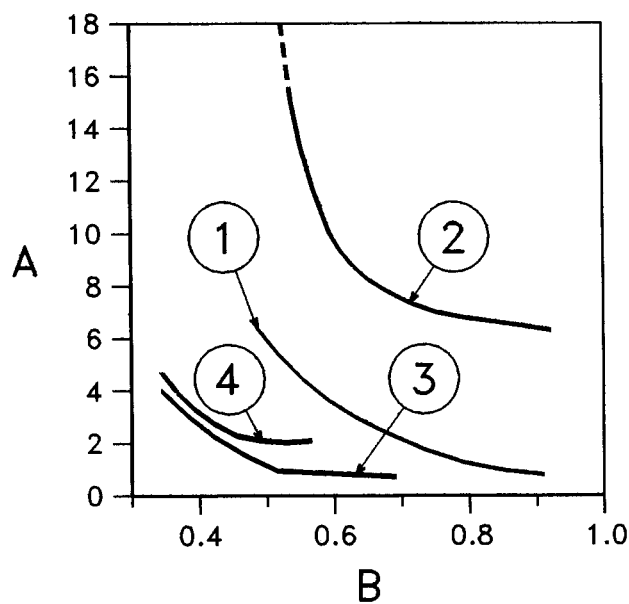


Fig. 19

Graph of ASTM C 227 test results showing time to 0.05 % expansion [86].

Graphiques des résultats d'essais ASTM C 227 indiquant les temps nécessaires pour atteindre une expansion de 0,05 % [86].

(A) Time to 0.05 % expansion (months).

(A) Temps, en mois, pour obtenir une expansion de 0,05 %.

(B) Percent alkali as Na_2O .

(B) % d'alcali du type Na_2O .

(1) Aggregate A : contains about 10 % reactive volcanic material.

(1) Granulat A : contient 10 % environ de matériau volcanique réactif.

(2) Aggregate B : contains about 1 % reactive andesitic material.

(2) Granulat B : contient 1 % environ d'andésite réactive.

(3) Aggregate C : contains about 10 % reactive glassy to cryptocrystalline volcanic andesites and rhyolites.

(3) Granulat C : contient 10 % environ d'andésites et de rhyolites volcaniques, vitreuses à cryptocristallines, réactives.

(4) 2 % opal.

(4) 2 % d'opale.

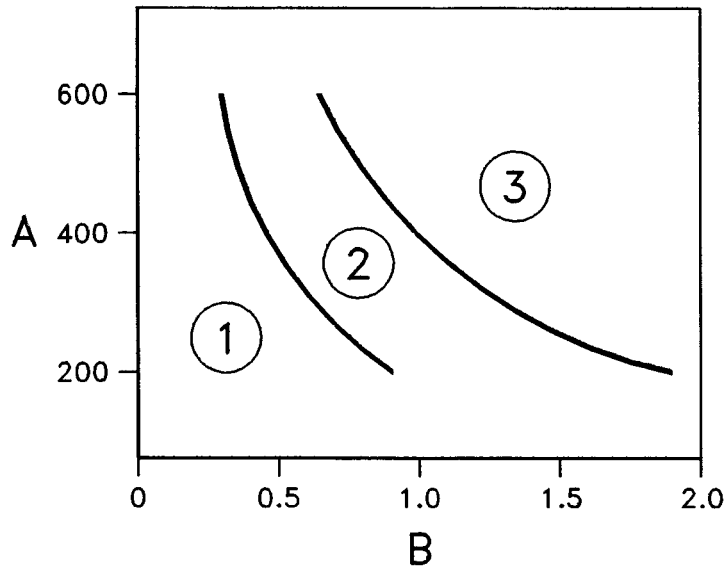


Fig. 20

Relationship between the active alkali content of cement, the cement content of concrete and the resultant damage potential of the concrete [93].

Relation entre la teneur en alcalis actifs du ciment, le dosage en ciment du béton et les dommages potentiels du béton [93].

(A) Cement content of concrete (kg/m^3)
 (B) Active alkalis in cement (% Na_2O eq.).

(A) Dosage en ciment du béton (kg/m^3).
 (B) Teneur en alcalis actifs du ciment (% équiv. Na_2O).

(1) Innocuous, less than $1.8 \text{ kg alkali}/\text{m}^3$.
 (2) Potentially deleterious.
 (3) Deleterious, more than $3.8 \text{ kg alkali}/\text{m}^3$.

(1) Inoffensif (moins de $1,8 \text{ kg d'alcali}/\text{m}^3$).
 (2) Potentiellement nuisible.
 (3) Nuisible (plus de $3,8 \text{ kg d'alcali}/\text{m}^3$).

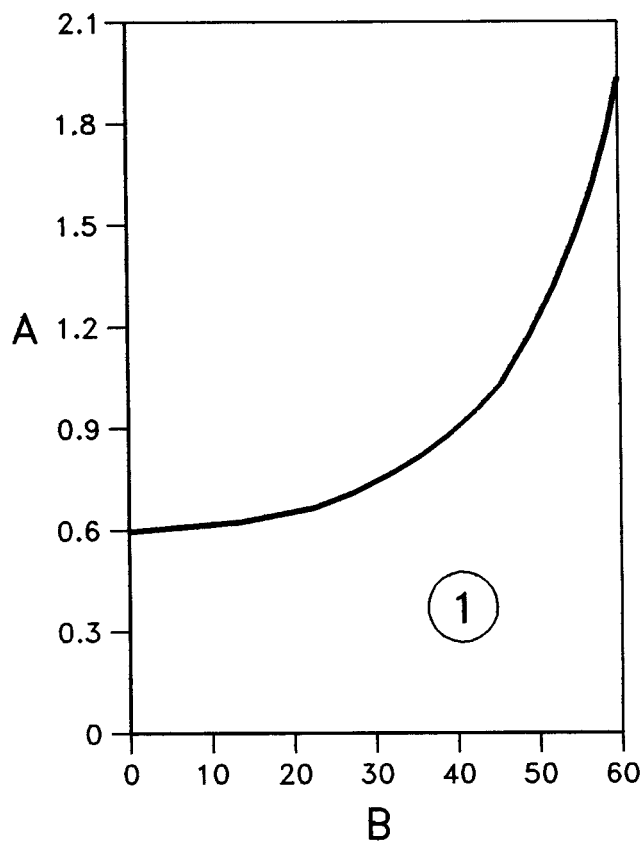


Fig. 21

Influence of blast furnace slag on the alkali limit of cements with low effective alkali content [95].

Influence du laitier sur la limite d'alcalis des ciments à faible teneur en alcalis [95].

- | | |
|---|--|
| (A) Na ₂ O equivalent of the cement in weight (%). | (A) Teneur pondérale du ciment en Na ₂ O équiv. (%) |
| (B) Slag content of the cement in weight (%). | (B) Dosage pondéral en laitier (% du poids du ciment). |
| (1) Field of cements with low effective alkali. | (1) Zone des ciments à faible teneur en alcalis. |

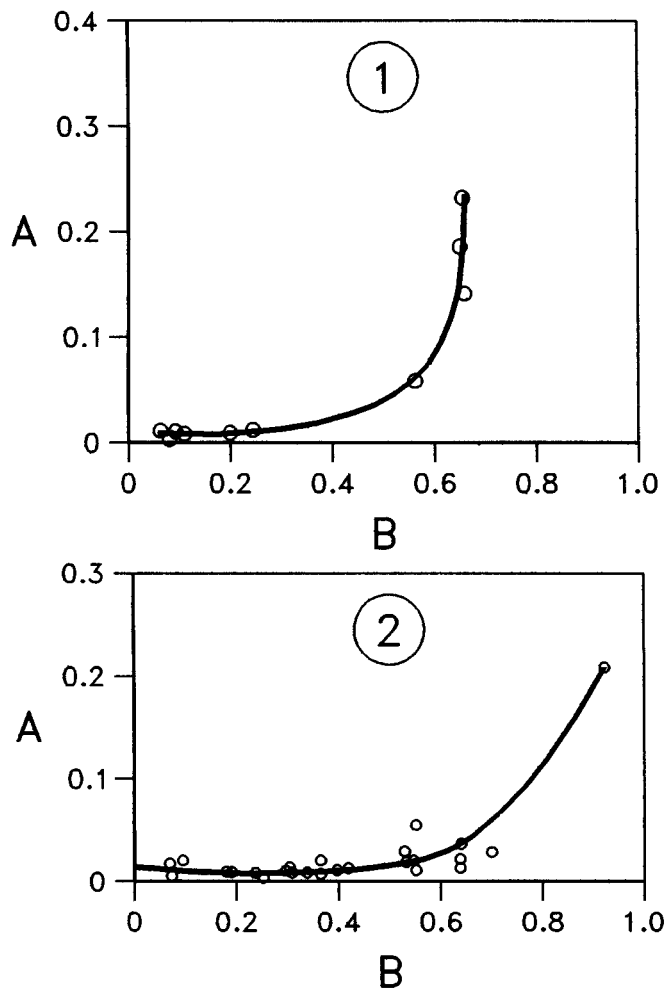


Fig. 22

Relationship between expansion of mortar prisms and the total alkalis as Na_2O contained in the portland cement component of blends of portland cement and blast furnace slag [103].

Relation entre l'expansion d'éprouvettes prismatiques de mortier et la teneur totale en alcalis (équiv. Na_2O) du ciment Portland entrant dans la composition de mélanges ciment Portland-laitier [103].

- | | |
|--|---|
| (A) Expansion of mortar prisms at 3 years, per cent. | (A) Expansion (en %) à 3 ans. |
| (B) Total alkalis as Na_2O contributed by the portland cement component of the blend. | (B) Alkali total (équiv. Na_2O) apporté par le ciment Portland du mélange. |
| (1) Total alkalis as Na_2O in the blends range from 0.46 to 1.19 per cent. Pyrex glass aggregate. | (1) Granulat : verre pyrex; 0,46 à 1,19 % d'alcali total (équiv. Na_2O) dans le mélange. |
| (2) Total alkalis as Na_2O in the blends range from 0.46 to 1.27 per cent. Saticoy sand aggregate. | (2) Granulat : sable; 0,46 à 1,27 % d'alcali total (équiv. Na_2O) dans le mélange. |

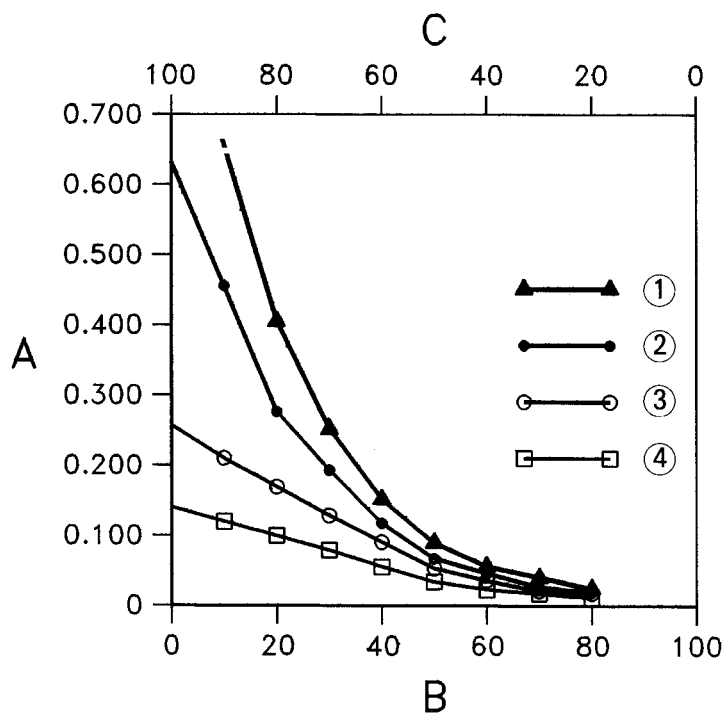


Fig. 23

Influence of the clinker/slag ratio on the alkali - reaction [104].

Clinker total alkali = 1,26

Slag total alkali = 1,30

Influence du rapport clinker/laitier sur l'alkali - réaction [104]

Alkali total du clinker = 1,26.

Alkali total du laitier = 1,30.

(A) Expansion (%).

(B) Slag content (%).

(C) Clinker content (%).

(1) 12 months.

(2) 1 month.

(3) 14 days.

(4) 9 days.

(A) Expansion en %.

(B) Laitier (%).

(C) Clinker (%).

(1) 12 mois.

(2) 1 mois.

(3) 14 jours.

(4) 9 jours.

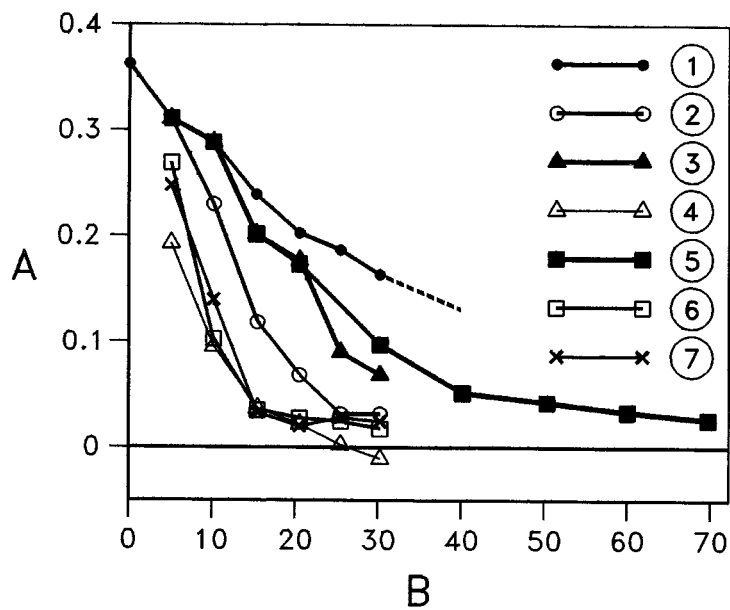


Fig. 24

Effect of replacing cement H (Na_2O equiv. = 0.97 %) with increasing amounts of cement A (Na_2O equiv. = 0.16 %) or various mineral admixtures on expansion of mortar-bars after 555 days of curing (ASTM C 227) [108].
Influence sur l'expansion (mesurée sur barres de mortier après 555 jours de cure, suivant ASTM C 227) du remplacement de ciment H (équiv. Na_2O = 0,97 %) par une proportion croissante de ciment A (équiv. Na_2O = 0,16 %) ou de différents adjuvants minéraux [108].

- (A) Expansion (%).
 (B) Replacement (%).
 (1) Cement.
 (2) PFA
 (3) Calcined shale.
 (4) Silica flour.
 (5) Slagment.
 (6) Kieselguhr.
 (7) Molererde.

- (A) Expansion (%).
 (B) Proportion de ciment remplacé (%).
 (1) Ciment.
 (2) Cendres volantes.
 (3) Schistes argileux calcinés.
 (4) Poudre de silice.
 (5) Laitier.
 (6) Kieselguhr.
 (7) Terre à diatomées.

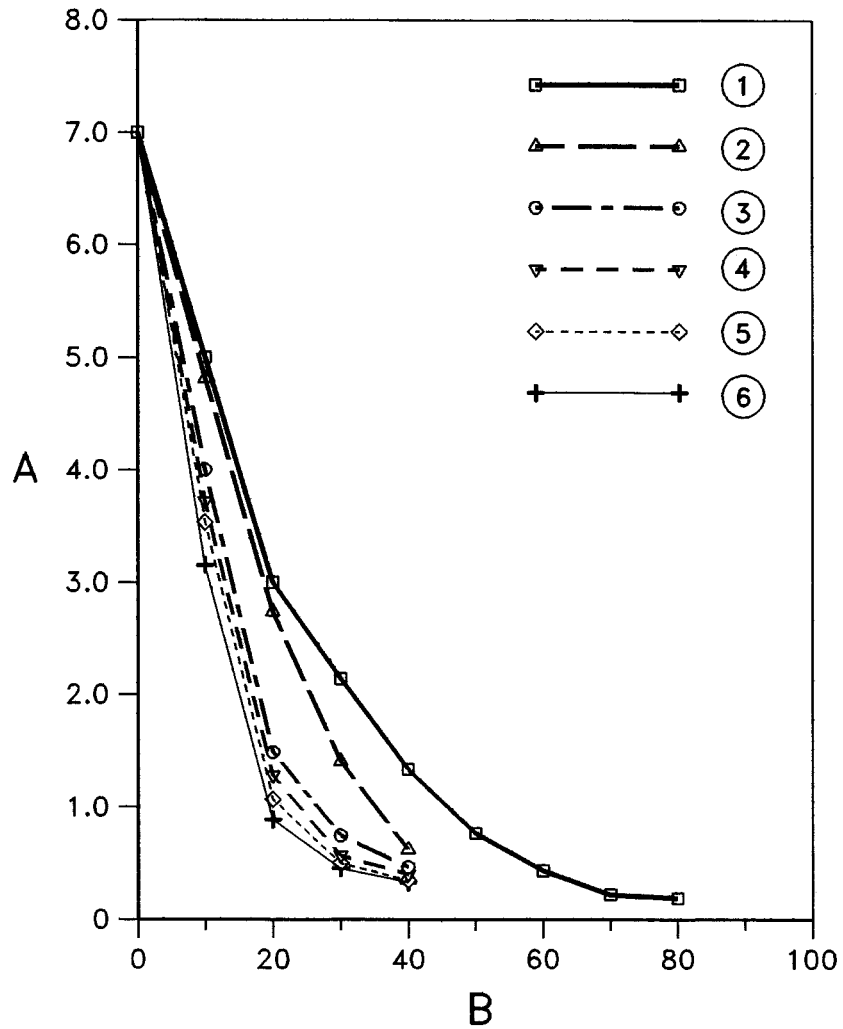


Fig. 25

Partial replacements of portland clinker with the additions in the legend. Effects on expansion of mortar bars [109].

Influence sur l'expansion (mesurée sur barres de mortier) du remplacement d'une partie du clinker Portland par différents produits [109].

(A) Expansion (%).

(B) Addition (%).

(1) Blast furnace slag.

(2) Siliceous marl (Pavia).

(3) Phlegraean pozzolan.

(4) Latial pozzolan.

(5) Fly ash.

(6) Neapolitan yellow tuff.

(A) Expansion (%).

(B) Proportion de produits additionnés (%).

(1) Laitier de haut fourneau broyé.

(2) Marne siliceuse (Pavie).

(3) Pouzzolane des Champs Phlégréens.

(4) Pouzzolane « latiale ».

(5) Cendres volantes.

(6) Tuf jaune de Naples.

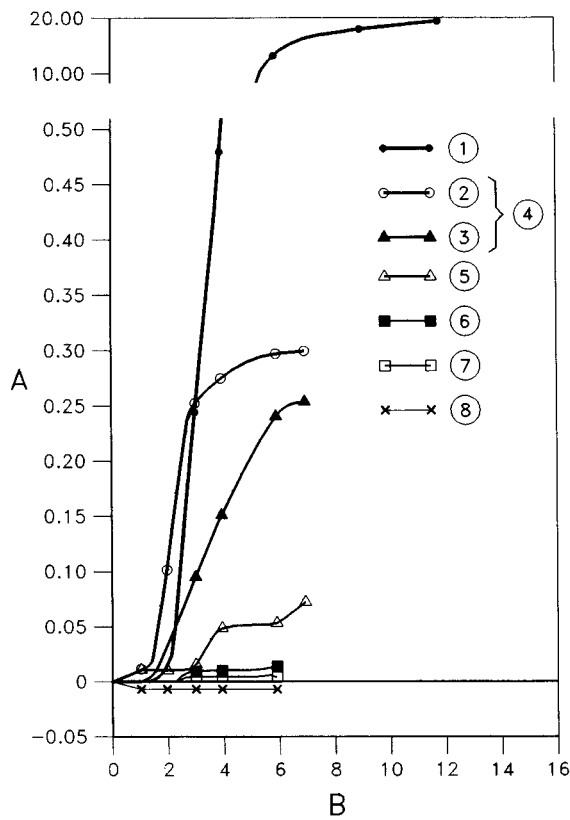


Fig. 26

Effect of fly ash properties on expansion of mortar bars containing 12 g opal/100 g cement 20 °C [110].

Influence des caractéristiques des cendres volantes sur l'expansion de barres de mortier renfermant 12 g d'opal pour 100 g de ciment, à 20 °C [110].

- | | |
|---|--|
| (A) Expansion (%). | (A) Expansion (%). |
| (B) Age in months. | (B) Age en mois. |
| (1) High alkali opc control. | (1) Ciment Portland de référence, fortement alcalin. |
| (2) Good pozzolana/high alkali fly ash 20 %. | (2) Bonne pouzzolane à 20 % de cendres volantes fortement alcalines. |
| (3) Poor pozzolana/high alkali fly ash 20 %. | (3) Mauvaise pouzzolane à 20 % de cendres volantes fortement alcalines. |
| (4) Good pozzolana/high alkali fly ash 30 %. | (4) Bonne pouzzolane à 30 % de cendres volantes fortement alcalines. |
| (5) Good pozzolana/low alkali fly ash 20 %. | (5) Bonne pouzzolane à 20 % de cendres volantes faiblement alcalines. |
| (6) Poor pozzolana/low alkali fly ash 20 % and poor pozzolana/high alkali fly ash 30 %. | (6) Mauvaise pouzzolane à 20 % de cendres volantes faiblement alcalines et mauvaise pouzzolane à 30 % de cendres volantes fortement alcalines. |
| (7) Good pozzolana/low alkali fly ash 30 %. | (7) Bonne pouzzolane à 30 % de cendres volantes faiblement alcalines. |

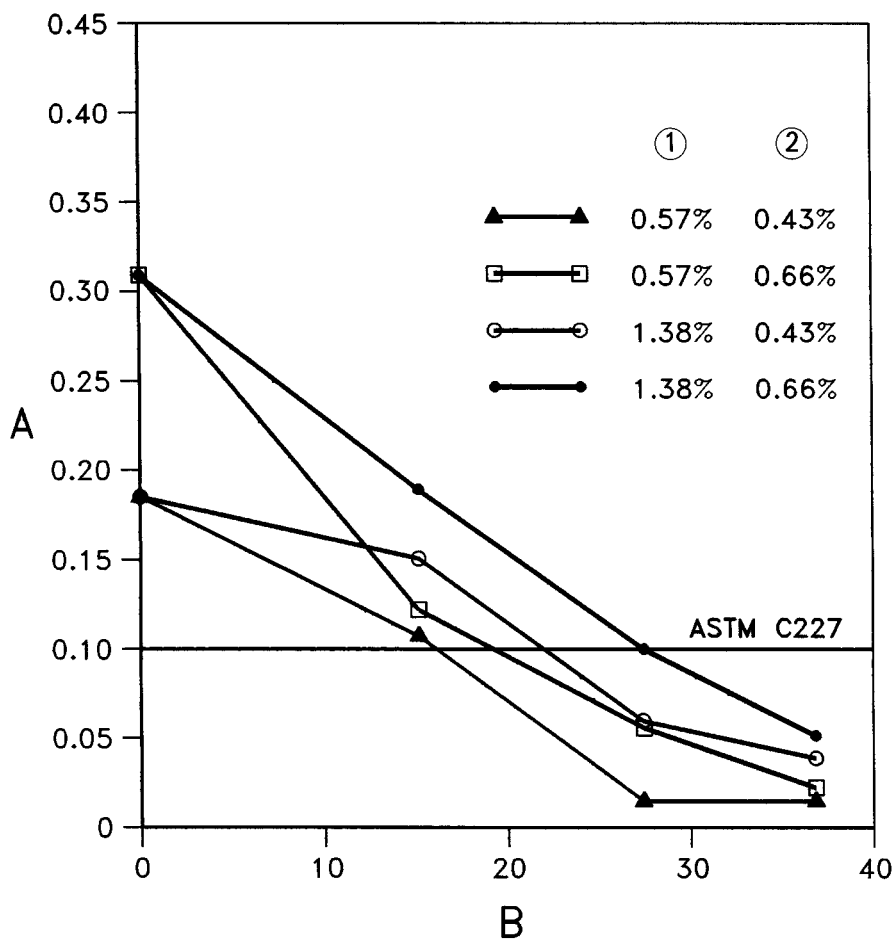


Fig. 27

Mortar bar expansion test results for mixes made using fly ashes having an available alkali content of less than 1.5 % (control aggregate) [112].

Résultats d'essais d'expansion de barres de mortier fabriquées avec des cendres volantes à teneur en alcalis libres inférieure à 1,5 % (granulats de référence) [112].

(A) Expansion at 6 month (%).

(A) Expansion à 6 mois (%).

(B) Cement replaced, % by weight.

(B) Ciment remplacé (% en poids).

(1) Fly ash available alkalis.

(1) Cendres volantes : teneur en alcalis libres.

(2) Cement total alkalis.

(2) Ciment : teneur totale en alcalis.

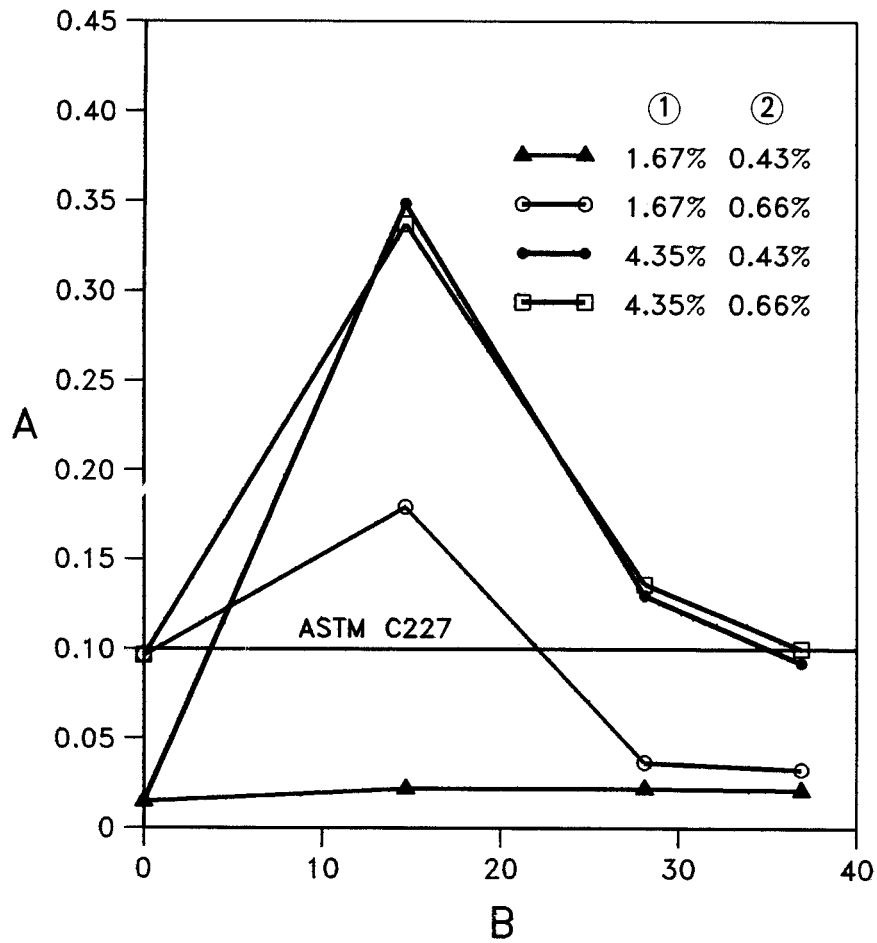


Fig. 28

Mortar bar expansion test results for mixes made using fly ashes having an available alkali content of more than 1.5 % (Highly reactive aggregates) [112].

Résultats d'essais d'expansion de barres de mortier fabriquées avec des cendres volantes à teneur en alcalis libres supérieure à 1,5 % (granulats très réactifs) [112].

(A) Expansion at 6 months (%).

(A) Expansion à 6 mois (%).

(B) Cement replaced, % by weight.

(B) Ciment remplacé (% en poids).

(1) Fly ash available alkalis.

(1) Cendres volantes : teneur en alcalis libres.

(2) Cement total alkalis.

(2) Ciment : teneur totale en alcalis.

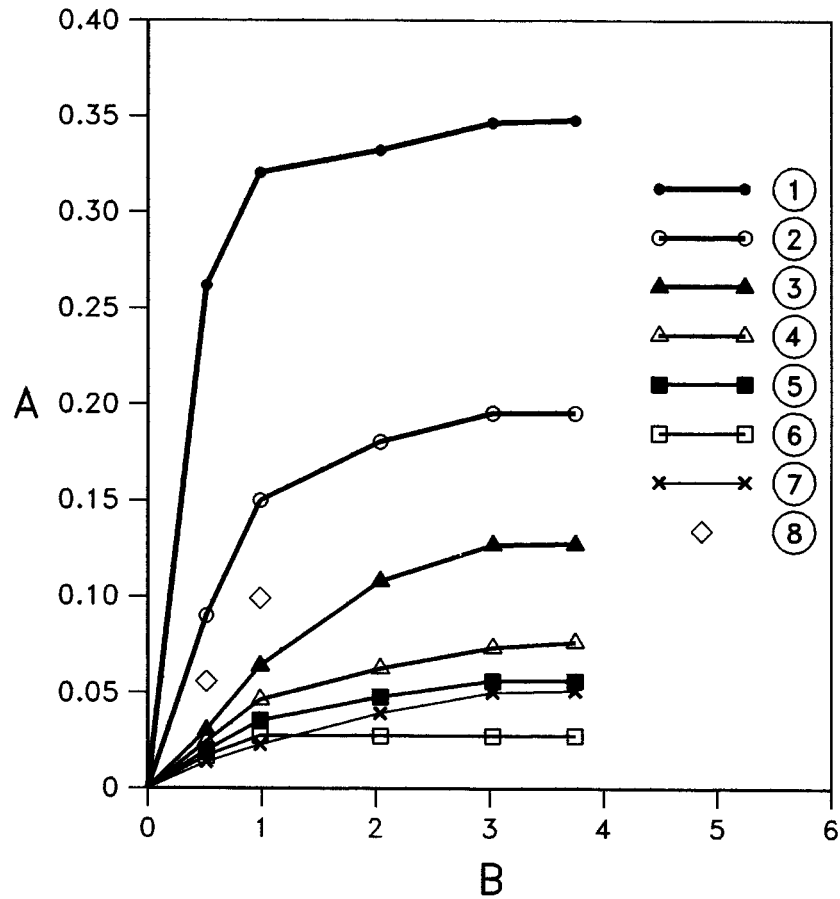


Fig. 29

Rhyolite (R) and Silica Fume (SF) versus mortar bar expansion (Hvalfjord sand) [118].

Expansion de barres de mortier (sable de Hvalfjord) en fonction du temps pour différents dosages en rhyolite (R) et fumée de silice (SF) [118].

(A) Expansion (%).

(B) Age (years).

(1) OPC.

(2) OPC + 10 % R.

(3) OPC + 5 % SF.

(4) OPC + 15 % R.

(5) OPC + 7.5 % SF.

(6) OPC + 10 % SF.

(7) OPC + 25 % R.

(8) Iceland code req.

(A) Expansion (%).

(B) Age (années).

(1) Ciment Portland (CPA).

(2) CPA + 10 % R.

(3) CPA + 5 % SF.

(4) CPA + 15 % R.

(5) CPA + 7,5 % SF.

(6) CPA + 10 % SF.

(7) CPA + 25 % R.

(8) Normes Islandaises.

4. DIAGNOSTIC ET ÉVALUATION DES DÉGRADATIONS

4.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

L'alcali-réaction se manifeste généralement sous forme de fissuration superficielle du béton ou d'expansion dans la masse. Mais ces phénomènes (fissuration, expansion) ont des causes et des manifestations diverses, qui ne sont pas nécessairement liées à l'AR. L'observation directe ne peut, seule, déceler cette réaction.

Une visite détaillée du site, l'enregistrement des caractéristiques des matériaux et méthodes utilisés pour la construction, la connaissance de l'historique du béton, ainsi que l'examen au laboratoire d'échantillons de béton, sont les préalables de tout diagnostic sérieux.

Souvent, l'alcali-réaction n'est pas le seul phénomène en jeu. Le gel d'alcali-silice peut exister dans le béton sain : l'observation de la présence d'un tel gel ne permet donc pas de conclure que l'AR a provoqué la fissuration observée. Avant d'attribuer les détériorations (fissuration, ...) à une seule cause, on doit supposer qu'elles peuvent avoir diverses autres origines qui doivent être éliminées préalablement.

On ne peut tenter ici qu'une synthèse générale du diagnostic et de l'évaluation des ouvrages affectés. Pour plus de détails, voir réf. [124, 157].

4.2. VISITE DU SITE

Lors de la visite du site, on compulse les archives des travaux et toutes les autres informations disponibles relatives à l'historique de l'ouvrage et à son environnement depuis la mise en service, pour essayer de déceler des indices éventuels concernant l'AR ou d'autres phénomènes. On visite également les ouvrages construits auparavant ainsi que les carrières, emprunts, etc., de la région pour permettre des comparaisons.

L'AR se manifeste entre autres par des fissurations. Pour le béton de masse peu sollicité, la répartition des fissures est assez aléatoire, les fissures en étoile se recoupant pour former un « faïençage » hexagonal (voir Fig. 2 et 3).

Les fissures sont parfois très ouvertes en surface, sans pénétrer souvent profondément dans le béton. Autour des fissures, le béton peut avoir une couleur différente du reste du béton. Les armatures éventuelles peuvent fausser cette répartition, les fissures soulignant la maille des armatures sous la surface.

Cette répartition dépend aussi des contraintes de niveau élevé pouvant exister dans le béton (poteaux fortement chargés, par exemple), les fissures se propageant

4. DIAGNOSIS AND ASSESSMENT OF DAMAGE

4.1. GENERAL CRITERIA

AAR generally manifests itself as cracking on the surface of the concrete or as expansion of the mass of concrete. There are many causes of concrete cracking and expansion and both cracking and evidence of expansion can take a number of forms, none of which is uniquely indicative of AAR. AAR cannot be positively identified by visual inspection alone.

A reliable diagnosis can only be made after a detailed examination of the site, the records of materials and methods used in the construction and the subsequent history of the concrete, and examination in the laboratory of samples taken from the concrete.

Alkali reactivity is often not an isolated phenomenon. Alkali-silica gel can be observed in sound concrete, so that the presence of alkali-silica gel in the concrete cannot be taken as conclusive evidence that AAR is the cause of any cracking which has taken place. The investigation of cracked, or otherwise deteriorated concrete, should begin with the assumption that the deterioration might be due to any of the many possible causes. The deterioration should not be attributed to any one cause until every other cause has been eliminated.

Only a general description of the diagnosis and assessment of damaged structures can be attempted here. A fuller treatment may be found in references [124, 157].

4.2. SITE INSPECTION

Site inspection should include an examination of the construction records, and any other information on the history of the structure and the environment since construction. Such records often indicate whether AAR or some other phenomenon may possibly have occurred. Other older concrete structures in the local geographic region should also be examined and their material sources ascertained to the extent possible so comparisons can be drawn.

Cracking is the most common sign of AAR. In large, lightly stressed masses of unreinforced concrete, the cracks are most likely to appear in a semi-random, 3-armed star pattern joining up to form a hexagonal grid of cracks (See Fig. 2 and 3).

The cracks can be very wide on the surface but often do not penetrate far into the concrete. The concrete surface adjacent to cracks sometimes has a different colour from the main body of the concrete. Reinforcement may change the pattern, with the cracks often reflecting the line of the reinforcing bars below the surface.

High stresses in the concrete, such as in heavily loaded columns can also create different crack patterns with cracks forming at right angles to the stress, i.e. along

orthogonalement à la direction des contraintes (c'est-à-dire, dans le sens longitudinal). On observe le même phénomène dans les parties précontraintes où les fissures longitudinales suivent, souvent, la direction des tirants [11].

On observe parfois un gonflement généralisé du béton (fermeture des joints de dilatation, expulsion des matériaux d'étanchéité, épaufrures des plans du joint, déplacement relatif des plots, frottement ou blocage des organes mobiles - vannes, etc.).

L'exsudation de gel des fissures est souvent citée comme preuve d'AR. Mais le contraire n'est pas un test fiable. En Grande-Bretagne par exemple, il est rare d'observer du gel exsudant des fissures du béton endommagé par cette réaction. Cependant, pour les ouvrages de retenue sujets à des percolations, des suintements abondants sont fréquents; mais il s'agit plutôt de carbonate de calcium, produit à partir de l'hydroxyde de calcium de la pâte de ciment hydraté qui est lessivé. De plus, le gel produit par la réaction alcali-silice se carbonate au contact de l'air et, ainsi, se confond aisément avec les dépôts normaux de carbonate de calcium. On signale également les éclats de béton comme indices d'alcali-réaction, mais ils peuvent, eux aussi, être absents. En Grande-Bretagne, le béton éclaté est présumé être le résultat de l'action des cycles de gel-dégel.

Il faut évaluer la détérioration du béton et de l'ouvrage en fonction des divers phénomènes explicatifs possibles. En examinant, par ailleurs, les documents existants, on peut décider de l'utilité, ou non, des essais de laboratoire, pour l'étape suivante du diagnostic.

4.3. PRISE D'ÉCHANTILLONS

4.3.1. Répartition sur l'ouvrage

La définition précise des points de prélèvement dépend des conditions locales (géométrie de l'ouvrage, importance des dégradations, hétérogénéité des matériaux de construction, accès, etc.), mais en général on peut suivre les prescriptions de l'ASTM C 823 [125].

Dans la plupart des ouvrages ou de leurs éléments, le béton n'est pas homogène mais présente des zones de qualité différente; il faut donc prévoir un nombre suffisant d'échantillons de chaque zone pour assurer la représentativité des essais.

4.3.2. Types d'échantillons

Si possible, les échantillons sont prélevés par carottage. Le diamètre de la carotte sera fonction de celui des plus gros granulats.

Si le diamètre des carottes doit être limité, on multiplie leur nombre afin d'avoir une image plus complète de l'état interne du béton. Certains carottages sont à prévoir à cheval sur les fissures, afin de déterminer la profondeur de celles-ci. Les échantillons prélevés au marteau sont à exclure (risque de fracturation interne, etc., pouvant fausser les résultats). Dès l'extraction des carottes, celles-ci sont enveloppées de plusieurs feuilles de plastique et enfermées dans un sac en plastique étanche

the length of the member. This also happens in prestressed concrete members where longitudinal cracks following the direction of the tendons are often seen [11].

General expansion of the concrete may also be apparent. This will show itself by the closure of expansion joints, with the extrusion of jointing and sealing materials and sometimes spalling of the concrete near the joints. Relative displacement of adjacent concrete blocks and the sticking or jamming of moving parts attached to the concrete, such as gates and other machinery also may be seen.

Many authorities quote the exudation of gel from cracks in the concrete as a sign of AAR. The absence of gel on the surface should not, however, be taken as evidence to discount the presence of AAR. In the UK, for example, it is very rare for gel to be found exuding from the surface of concrete cracked due to AAR. However, the presence of copious exudations of calcium carbonate formed from calcium hydroxide leaching from the hydrated cement paste is common on water retaining structures subject to seepage. Alkali-silica gel also carbonates on exposure to air and becomes almost indistinguishable from the normal calcium carbonate deposits. Pop outs also are often reported as a sign of AAR but, often, they may be entirely absent. Where pop-outs occur in the UK they are likely to have been caused by frost action.

The deterioration of the concrete and the structure should be carefully assessed in relation to the many phenomena capable of causing such defects. This, together with the observations from site records, will indicate whether AAR might be among the phenomena to be investigated by laboratory testing which should be the next stage in the diagnosis.

4.3. SAMPLING

4.3.1. Sampling scheme

The precise plan for sampling will depend on the details of the structure, its degree of deterioration, variability of the construction materials, access and many other factors, but, in general, ASTM C-823 should be followed [125].

The concrete in many structures or their elements will not be uniform, but contain areas of varying quality of concrete so sufficient samples should be taken to produce representative results for analysis.

4.3.2. Types of Samples

Samples should, whenever possible, be taken by coring with the size of the core determined by the maximum size of aggregate.

Where the diameter of the core has to be limited, a greater number of cores should be drilled so as to build up a more accurate picture of the internal condition of the concrete. Some cores should be drilled through cracks to determine their depth of penetration. Samples should not be taken by knocking off lumps of concrete. This may cause internal fracturing and other damage which will bias the results of subsequent investigations. Immediately after cores have been extracted they should

pour garantir leur conservation à la teneur en eau existant au moment de leur prélèvement.

4.4. EXAMEN ET ESSAIS AU LABORATOIRE

4.4.1. Considérations générales

Il existe de nombreux examens et essais décrits dans la littérature, permettant de déterminer si l'AR est la cause des dégradations et gonflements constatés. Les essais appropriés sont présentés aux chapitres 3 et 5. Les essais relatifs au choix des composants du béton avant l'étude des mélanges sont utilisables pour le diagnostic. En général, on utilise les méthodes présentées dans la norme ASTM C 823 [125] comme point de départ.

4.4.2. Examen préliminaire

A la réception au laboratoire, les carottes sont déballées et observées pendant la période de séchage. Si elles sont déjà sèches, on les réhumidifie sous eau courante. La présence de gel se manifeste par des taches d'humidité sur la surface du béton pendant la période de séchage. Les carottes cassées sont assemblées et photographiées.

4.4.3. Surfaces sciées et lames minces

Les lames minces pour examen pétrographique sont préparées par un spécialiste expérimenté dans l'examen du béton. En Amérique du Nord, cela est fait suivant la norme ASTM C 856 [126].

De nombreuses informations sont obtenues par observation des grains de clinker de ciment, cristaux d'hydroxyde de calcium, carbonatation, vides, nature minéralogique des granulats, fissuration, gel. Ces observations permettent une bonne connaissance des matériaux, des mélanges et de la qualité du béton. Les lames minces permettent également l'observation des produits d'alcali-réaction éventuelle (forme, répartition, abondance). La Fig. 6 est un exemple d'agrandissement de photographie de lame mince.

Beaucoup d'informations peuvent être retirées de l'examen des surfaces sciées et polies des échantillons de béton, y compris la description des granulats, la détection des fissures et l'évaluation des dosages du mélange. A la lumière ultraviolette, on détectera les microfissures des échantillons imprégnés de liquide fluorescent préalablement au sciage et au polissage. La micro-fissuration généralisée indique l'existence d'une expansion du béton (qui n'est pas nécessairement due à une AR).

4.4.4. Teneur en alcalis du béton durci

La mesure de la teneur en alcalis du béton fournit des informations utiles, mais parfois trompeuses si les alcalis ont disparu par lessivage [124]. Cependant, si l'on

be wrapped in layers of thin plastic sheet and sealed inside a plastic bag so that they arrive in the laboratory with the same moisture content as when drilled.

4.4. LABORATORY EXAMINATION AND TESTS

4.4.1. General Approach

Concrete samples can be examined and a number of tests performed to determine whether AAR has been the cause of deterioration or expansion. Applicable tests are listed in chapters 3 and 5. Tests of component materials prior to design of the concrete mixture are generally applicable to assessing problems, as well. In general, the provisions of ASTM C-823 should be followed as a starting point [125].

4.4.2. Preliminary Examination

When received in the laboratory, cores should be unwrapped and observed as they dry out. If they have already dried they can be wetted under running tap water. If gel is present, it often will show as damp patches on the surface of the concrete as the sample dries. The pieces of broken core should be re-assembled and photographed.

4.4.3. Examination of Sawed Surfaces and Thin Sections

Petrographic thin sections should be made and examined by a skilled petrographer, experienced in the examination of concrete. In North American practice this is done in accordance with ASTM C-856 [126].

Considerable information may be obtained from the examinations of particles of cement clinker, calcium hydroxide crystals, carbonation, voids, aggregate mineralogy, cracking and gel. These observations will provide an understanding of the materials, mixtures and quality of the concrete. Thin sections will also permit direct examination of the alkali-aggregate reaction products, if any, and their form, distribution and frequency. Fig. 6 is an example of enlarged view of thin section.

Considerable information can be obtained from the examination of sawed and polished surfaces of the concrete samples. This includes descriptions of aggregates, detection of cracks, and evaluation of mixture proportions. If the concrete is impregnated with fluorescent dye before sawing and polishing, microcracks will show up when examined under ultra-violet light. The observation of extensive microcracking will indicate that expansion of the concrete has taken place (but not necessarily that the expansion was caused by AAR).

4.4.4. Alkali Content of Hardened Concrete

Measuring the alkali content of the concrete is useful but can also lead to mis-interpretation if the alkali has leached out [124]. However, if it can be said with

est sûr que la teneur initiale en alcalis du béton a été faible, et que les apports d'alcalis par les granulats ont été faibles ou nuls, le béton est probablement exempt d'AR.

4.4.5. Essai de gonflement

Les carottes peuvent être stockées à 100 % d'humidité relative et à une température appropriée, 38° C par exemple. La mesure périodique de leur gonflement permet d'obtenir des renseignements intéressants : réaction arrêtée par épuisement des matières alcalines, ou potentiel résiduel de gonflement. On peut détecter la présence d'un reliquat de silice réactive par immersion des échantillons dans une solution d'hydroxyde de sodium et mesure du gonflement correspondant [124].

4.5. INTERPRÉTATION DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Certaines observations, telles que la présence de gel alcali-silice, sont une indication de l'alcali-réaction, mais il n'est pas certain que cette réaction soit la cause des dégradations ou du gonflement observés. Le gel présent dans les discontinuités (fissures, vides) peut avoir d'autres origines et, dans ce cas, ne pas exercer de poussées de gonflement (voir 4.1).

Dans la référence [124], on note qu'il est nécessaire d'identifier un nombre suffisant de « points ou zones de réaction expansive » avant de pouvoir attribuer à l'AR les dégradations constatées.

confidence that the original alkali content of the concrete was low and that little or no alkali was extracted from the aggregates then the concrete probably has not suffered from AAR.

4.4.5. Expansion Testing

Cores can be kept at a relative humidity of 100 % and at appropriate temperature, say 38° C, and their expansion measured periodically. The results can provide useful information on whether any reaction is exhausted or whether there is a possibility of further expansion. The reaction may have ceased due to the depletion of the alkalis. Any remaining reactive silica, however, may be detected by storing the specimens in a sodium hydroxide solution and measuring the expansion [124].

4.5. INTERPRETATION OF LABORATORY TESTS

While observations, such as the presence of alkali-silica gel, will be indicative of the occurrence of AAR, they will not prove conclusively that AAR has been the cause of any observed deterioration or expansion since gel can often be found in cracks and voids produced by other causes, and will not have exerted any expansive forces on the concrete as noted in 4.1 above.

As pointed out in reference [124], it is necessary to identify sufficient “ sites of expansive reaction ” before visible damage can be attributed to AAR.

5. ACTIONS EN CAS DE DÉGRADATIONS

5.1. ÉVALUATION ET CONTROLE DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

Il y a au moins quatre conséquences néfastes du gonflement provoqué par l'AR : perte de résistance par fissuration interne, diverses fissures superficielles dues au gonflement non uniforme, variations dimensionnelles, transfert de charges sur les ouvrages voisins. L'apparence inesthétique du béton (épaufrures, fissures, dépôts de carbonate de calcium) peut être considérée comme une autre conséquence négative. Cependant, la tenue des ouvrages est rarement compromise à court terme et aucune rupture catastrophique n'est connue (voir § 2.3).

La durée de réaction chimique pour provoquer un gonflement décelable varie beaucoup en fonction du béton et des conditions locales. Avec des granulats contenant de la silice amorphe (« cherts », opales, minéraux volcaniques vitreux, quartz cristallin) ou des silicates (cas dénommés « vieux problème » de réaction alcali-silice, en Amérique du Nord), un gonflement notable prend plusieurs années, le gonflement accélérant pendant un certain nombre d'années (20 peut-être) et puis ralentissant pour finalement atteindre un taux de gonflement nul ou faible. C'est le cas du barrage d'American Falls [127].

Le « problème nouveau » de la réaction alcali-silice est celui des granulats siliceux et il ne se présente pas sous la même forme. Cette réaction est lente à se développer (de l'ordre de 10 à 12 ans), mais elle se poursuit sur une période beaucoup plus longue, peut-être sans fin. Ce « nouveau problème » concerne les granulats de roches riches en quartz dont les grains sont finement fracturés — ces grains de quartz à fractures internes sont maintenant connus sous la dénomination de « quartz déformé ». Il s'agit notamment de grès et silts durcis à grauwacke, argilites riches en quartz, gneiss granitiques, granites riches en quartz, micas, hydromicas. Ces différents types de granulats siliceux peuvent exister dans le même béton (évacuateur de crue de Kamburu - Kenya) [128].

Les conséquences de la réaction alcali-carbonate (normalement liée à la présence de calcaires dolomitiques) sont : réduction de la liaison entre la pâte de ciment et les granulats, gonflement en présence d'argiles, microfissuration. On qualifie cette réaction de « dédolomitisation ». La durée du phénomène de gonflement est comparable à celle du « vieux problème » de la réaction alcali-silice, ainsi que le processus en général (à noter toutefois l'absence de gels expulsés). A l'usine de Chickamauga (USA), cette « dédolomitisation » a été à l'origine de la fissuration et du déplacement des lignes d'arbres [32 et 50]. Les granulats conduisant à une réaction alcali-carbonate sont plus facilement identifiables que les silices, ce qui a réduit les problèmes de béton de telle nature, au cours des dernières années.

Ces trois types de réaction sont précisés dans le Tableau n° 1 du Chapitre 1. Les mécanismes étant très différents, l'ingénieur chargé d'étudier l'ouvrage endom-

5. MANAGEMENT OF DAMAGED STRUCTURES

5.1. EVALUATING AND MONITORING PERFORMANCE

There are at least four unfavorable consequences of expansive alkali aggregate reactions (AAR) on the performance of concrete structures. They are the loss in strength due to internal cracking, surface cracking of several types due to nonuniform expansion, changing dimensions due to expansion, and load transfers to adjacent structural elements. The poor appearance of damaged concrete from spalls, cracks, and calcium carbonate deposits can be considered another unfavourable consequence. However, serious degradation of the structural capacity of an installation rarely takes place in a short time span and has never been known to cause a catastrophic failure (see section 2.3).

The time required for the chemical reaction to progress far enough to produce observable expansion varies widely for different concretes and conditions. In the case of alkali reactions with aggregates containing amorphous silica such as cherts, opals, glassy volcanics, crystalline quartz, and silicates, which are referred to in North American practice as “ old problem ” alkali-silica reactive (ASR) aggregates, the time for noticeable expansion is a few years, with an accelerating expansion for some years (maybe 20), and then a slowing down and gradual approach toward a condition of little or no further expansion. This is the process experienced at American Falls Dam, USA [127].

“ New problem ” alkali-silica reactions are caused by polyphase silicious aggregates and do not follow the same pattern. They are slow to develop, in the range of 10 to 12 years and continue over a significantly longer period of time, perhaps indefinitely. “ New problem ” aggregates are of quartz-rich rock having natural grains finely fractured — internally fractured quartz grains, referred to now as “ strained quartz ” — and include greywacke sandstone, greywacke siltstones, quartz-rich argillites, granite gneisses, and granites rich in quartz, micas, and hydromicas. Both types of silica aggregates may appear in the same concrete such as at the Kamburu Spillway, Kenya [128].

Alkali-carbonate reactions (ACR) which usually take place with dolomitic limestone aggregates result in a weakening of the bond between the cement paste and the aggregates, expansion associated with the presence of clay in the minerals, and microcracking. ACR is referred to as “ dedolomitization ”. The expansion takes place on a time frame similar to that of “ old problem ” ASR and in a similar way except for extruding gels which are not present. Chickamauga Dam powerhouse (USA) suffered from both cracking and misalignment of rotating equipment as a result of “ dedolomitization ” [32 and 50]. Aggregates which lead to ACR are more readily identifiable in practice than the silicas, and this has led to a decrease in problems in concrete stemming from such sources in recent years.

Chapter 1, Table 1, describes these three types of AAR. Because there are considerable differences among these processes, it is important for the engineer

magé doit obligatoirement rechercher l'origine exacte du problème. Il est essentiel de commencer par un examen pétrographique des carottes pour identifier les granulats fins et grossiers et détecter les indices éventuels d'alcali-réaction. De même, les carottes (classiquement 54 mm (NX) et 152 mm, en Amérique du Nord) permettent l'étude de la nature et de l'importance des détériorations variables en profondeur, et la mesure de la résistance à la compression du béton. Les autres moyens classiques d'évaluation des détériorations ou des dégradations sont notamment : mesure de la résistance du béton, mesure des variations de longueur par extensomètre en forage, auscultation des mouvements des joints de contraction et des fissures par photographie et cartographie, mesure directe d'ouverture de joints, contrôle des variations géométriques ou d'alignement des ouvrages. La technique de mesure de la vitesse du son [33, 129, 135] peut améliorer la connaissance globale de l'état du béton.

Il existe beaucoup d'essais permettant la détection de la réactivité (voir Chapitres 3 et 4). L'essai sur barre de mortier indique la réactivité potentielle. La réalisation de ces essais sur un échantillon prélevé dans un ouvrage endommagé peut contribuer à l'évaluation du béton en place, en indiquant le risque de gonflement ultérieur.

Parmi les méthodes d'essais, on peut citer : ASTM C 227-81, « Essai sur barre de mortier »; ASTM C 289-85, « Essai chimique rapide »; ASTM C 295-85, « Procédure normalisée d'examen pétrographique des granulats »; ASTM C 856-83 : « Procédure normalisée d'examen pétrographique des bétons durcis »; l'essai accéléré sur l'échantillon prismatique de mortier du CSIR d'Afrique du Sud, récemment mis point [154]; et ASTM C 586-69 (réapprouvé en 1986), « Essai normalisé de détermination du potentiel de réactivité aux alcalis des roches carbonatées utilisées comme granulats à béton (méthode du cylindre de roche) ». La norme ASTM C 441-81 « Efficacité des adjuvants minéraux pour réduire le gonflement dû à l'alcali-réaction » est également un outil utile à l'investigation des ouvrages endommagés (voir ci-dessous).

Cependant, l'essai sur barre de mortier n'a pas décelé, dans certains cas, la réactivité liée aux granulats du type « nouveau problème », même lorsque les barres sont conservées pendant un an. La réaction étant très lente, les essais de réactivité potentielle, du type ASTM, ne décèlent pas les granulats risquant de provoquer des dégradations dans l'ouvrage; de tels granulats sont identifiés par la cellule osmotique [130]. Cet essai reproduit l'état de pression au contact d'un grain de granulat avec la pâte de ciment hydraté; il semble efficace pour presque tous les granulats siliceux et, l'essai étant de courte durée, les résultats sont obtenus rapidement. L'utilisation de la méthode rapide mise au point en Afrique du Sud peut aussi être considérée comme valable. Ces essais aident à juger de la réaction produite dans le béton *in situ* et du risque de réaction future (et de sa durée). Cependant, l'essai à la cellule osmotique n'est pas applicable aux cas de réaction alcali-carbonate.

Les essais chimiques rapides (« expressed solution tests »), quelles que soient leurs limitations (voir § 3.2.4), sont des outils précieux pour l'évaluation de l'état du béton dans les ouvrages existants en ce qui concerne les réactions types silice et carbonate pour lesquelles la présence d'argile a été identifiée dans les minéraux contenus dans les granulats.

L'examen pétrographique d'échantillons prélevés dans le béton en place permet au technicien de relever la présence éventuelle de gel de silice dans les alvéoles et

evaluating distressed structures to determine the exact source of the problem. Petrographic examination of core samples to identify both the natural fine and coarse aggregates as well as tell-tale signs of AAR is an essential first step in evaluating the problem. Likewise, core specimens (both 2-1/8-in (NX) and 6-in size cores are commonly used in North America) will allow study of the nature and extent of the deterioration as it varies with depth and will allow measurement of compressive strength of the concrete. Measurement of concrete strength, measurements of length change by core hole extensometers, monitoring of contraction joint movements and cracks by photography and mapping, actual measurements with joint meters, and monitoring of changes in geometry and alignment of structures are all readily available methods of evaluating distress or damage. Likewise, sonic velocity techniques [33, 129, 135] can sometimes provide an overall better understanding of concrete conditions.

As described in Chapters 3 and 4 there are a number of accepted test procedures for detecting alkali reactivity. The mortar-bar tests indicate potential reactivity. Performing such tests on pieces of aggregate cut out of a distressed structure can contribute to the evaluation of *in situ* concrete by showing the potential for further expansion.

Test procedures include ASTM Designation C 227-81, known as the "Mortar-bar-Method"; C 289-85, the "Quick Chemical Method"; C 295-85, "Standard Practice for Petrographic Examination of Aggregates"; C 856-83, "Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete"; the recently developed accelerated mortar-bar prism test of the South African Division of Building Technology of the CSIR [154] and ASTM C 586-69 (Reapproved 1986), "Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method)". ASTM C 441-81, "Effectiveness of Mineral Admixtures in Preventing Excessive Expansion Due to the Alkali-Aggregate Reaction", also has a practical application for the engineer involved with damaged structures as noted below.

The mortar-bar test has failed in some cases to indicate reactivity with "new problem" aggregates even after curing for a year. Such slowly reactive aggregates which pass ASTM "potential" tests but fail in actual structures have been identified in osmotic-cell tests [130]. Osmotic-cell tests which simulate the interface pressures between an aggregate particle and the surrounding hydrated cement paste seem to work on most silica aggregates and are short-duration tests giving immediate results. Use of South African rapid method may also be worth consideration. Such tests can aid in judging the degree of reactivity of *in situ* concrete which has already taken place and in predicting the potential extent and duration of future reactivity. Osmotic-cell tests are not applicable to ACR problems, however.

Quick chemical tests are also called "expressed solution" tests. Regardless of their limitations (see section 3.2.4), they are also a valuable indicator for appraising the conditions of concrete in existing structures for both ASR and ACR where clay content of minerals present in the aggregate will be identified.

Petrographic examination of samples of in place concrete allows identification by technicians of the presence of silica gel in air voids and internal cracking of the

de fissuration interne à l'échelle microscopique, ainsi que la fissuration secondaire de la matrice du liant. Pour le cas des réactions alcali-carbonate, le gel de silice étant absent, on se contente d'indices moins précis : « auréoles » autour des granulats, microfissuration, texture. L'essai présenté dans ASTM C 586-86 [80] permet l'évaluation des granulats carbonatés, proposés ou existants dans le béton; dans ce dernier cas, on prélève des morceaux de granulat dans l'ouvrage. L'essai, qui dure un mois, donne des résultats satisfaisants.

Le gonflement du béton se traduit de plusieurs façons : fermeture partielle ou totale des joints de dilatation, déplacements relatifs de parties d'ouvrage, grippage des arbres tournants ou des vannes, désordres dans les machines, décrochement des joints. Tous ces effets risquent de compromettre le bon comportement de l'ouvrage. On distingue deux types de fissures : celles dues au gonflement hétérogène et variable du béton; et celles soulignant les lignes de rupture de l'ouvrage lorsque des parties de celui-ci sont soumises à un gonflement important [131].

La fissuration superficielle visible du béton de ciment Portland peut apparaître à partir d'une dilatation linéaire de 0,04 à 0,05 %. Le début de fissuration de l'ouvrage correspond à une amplitude plus faible ou plus élevée, selon l'état de confinement.

Au barrage d'American Falls (USA) construit en 1927, la surveillance de la fissuration (mesure sur l'ouvrage et sur des témoins installés dans la galerie de drainage) a montré en 1976 que l'ouverture des fissures avait très peu progressé au cours des 17 années de surveillance, par rapport aux 32 années précédentes. De nombreux témoins mis en place en 1959 sur des fissures dont l'ouverture atteignait 6 mm avaient si peu évolué en 1976 qu'aucune fissuration n'y avait été constatée (ce qui n'est pas toujours le cas comme on peut le voir sur la Fig. 3). Il est intéressant de noter que la durée de vie utile de cet ouvrage a été de 50 ans environ, jusqu'à son remplacement en 1976.

Il faut souligner que la régularité de la fréquence des relevés est un élément primordial de tout programme de surveillance (variations de la résistance du béton en fonction du temps, variations dimensionnelles, fissuration, alignements, fuites). En effet, les dégradations sont très variables, en fonction du temps et en fonction du type de réaction. L'importance des dégradations éventuelles est également très variable. Toute prévision précise est impossible, mais les résultats des campagnes de surveillance contribuent beaucoup à l'élaboration d'hypothèses raisonnables concernant l'évolution, donc l'entretien, les réparations ou les modifications à entreprendre. Par exemple, il semble très probable que, pour un béton donné et en l'absence de variations importantes de l'environnement, la réaction finira par s'épuiser et les gonflements néfastes s'arrêteront. Des études récentes, non publiées, concernant le barrage de Stewart Mountain (USA) semblent confirmer cette conclusion en ce qui concerne la réaction alcali-silice du type « vieux problème ». De même, les ingénieurs français et canadiens ont prédit une durée totale de 65 ans pour le gonflement du béton du barrage de Beauharnois sur la base d'études très étendues et de résultats obtenus sur d'autres aménagements, comme le barrage de Parker (USA).

aggregates on a microscale, as well as the secondary cracking of the adjacent cement paste matrix. Since silica gels are not present in ACR, the determination must rely on less definite evidence such as aggregate “rimming”, microcracks, and texture. The test described in ASTM C 586-86 [80] can be used in appraisal of carbonate aggregates under consideration for concrete mixtures and for positive identification in existing concrete by cutting out pieces of aggregates from in place structures. This test takes a month to perform and will yield positive results.

Expansion of the concrete may manifest itself in several ways. Expansion joints may be partly or completely closed. Relative dislocation of portions of structures may occur causing members to shift with respect to others. Shafts and gates can bind, machinery may be dislocated, and joints to be offset, all of which may seriously impair the serviceability of the structure. Two kinds of fracture systems are recognizable : those forming as a consequence of irregular and variable distension of the concrete and those representing lines of structural failure wherein the distension of individual members is pronounced [131].

Visible surface cracking of portland cement concrete can be expected when linear expansion attains magnitudes of 0.04 to 0.05 percent. Structural cracking occurs at higher or lower expansion depending upon restraints.

At American Falls Dam, USA, built in 1927, monitoring of the cracks by actual measurements as well as from data derived from concrete patches placed in the drainage gallery showed that by 1976 the cracks had opened very little in the 17 years since evaluation had started, compared with the preceding 32 years. In fact, many of the patches placed in 1959 over cracks as wide as 0.25 inch (6 mm) showed so little movement by 1976 that the patches were not cracked. Such is not always the case, however, as for example, note the cracks shown in Fig. 3. It is, of course, interesting to note that the American Falls structure had a useful life of about 50 years before it was replaced in 1976.

The importance of a regular surveillance program to accumulate data on progressive changes in concrete strength, dimensions, cracking, alignment, and possible leakage must be emphasized as a basic tenet of any monitoring program. Deterioration varies widely with time and type of reaction and in extent. Deterioration is not closely predictable, but monitoring can aid the materials engineer in making reasonable assumptions regarding maintenance, repair, or modifications. For example, there is strong evidence to suggest that for a given concrete in a structure, assuming few or no environmental changes, the reaction can run its course and deleterious expansion can cease. Recent unreported studies on Stewart Mountain Dam, USA, tend to confirm this hypothesis for ASR “old problem” aggregates. Likewise, French, Canadian engineers are predicting a total life span of 65 years for concrete swelling at Beauharnois Dam based upon very extensive studies and other projects, “namely the case of the Parker Dam USA”.

5.2. ENTRETIEN, RÉPARATIONS, MODIFICATIONS ET REMPLACEMENTS

5.2.1. Considérations générales

Lors de l'étude des actions correctives à entreprendre, on dispose d'un certain nombre de considérations fondamentales pour se guider. Les efforts de compression dus au gonflement ne sont pas forcément généralisés à l'ensemble du barrage, et sont de plus absents de la fondation; il n'y a pas d'extension de la réactivité aux différentes parties non réactives de l'ouvrage, ni à la fondation; les contraintes appliquées au béton sont fonction de l'importance de la réaction et de l'état d'encastrement ou de confinement. Sur ce dernier point, on a pu mesurer, par la technique du surcarottage, le niveau de contrainte créé dans un certain nombre de barrages, au début du gonflement. Des valeurs de 4,1 MPa (600 psi) ont été obtenues. Des essais en laboratoire sur des éprouvettes à confinement total ont donné des pressions de plus de 13,8 MPa (2 000 psi). Ces résultats sont extrapolables au barrage théorique représenté par une barre de béton rectiligne, à section triangulaire, encastrée à sa base et à chaque extrémité (fondation et appuis). Mais si, vu en plan, le barrage présente un redan (barrage de Fontana, USA) [132], il y aura des déformations; il en est de même pour les voûtes, les sections de géométrie irrégulière, les angles rentrants. Dans toutes ces configurations, des fissures et des décrochements vont apparaître après un certain temps. Au début, la fissuration est peut-être superficielle, avec épaufrures ou éclatements du béton (barrage de Matilija, USA).

L'amplitude variable du gonflement crée des contraintes aux limites des différentes zones du béton, qui peuvent atteindre des valeurs élevées. En effet, l'eau nécessaire à la réaction manque au voisinage des surfaces à l'air, qui se dessèchent; ainsi près des surfaces sèches, le gonflement du béton est réduit ou nul, tandis qu'à l'intérieur le béton humidifié se dilate. Pour cette raison, le béton superficiel est le siège de contraintes importantes, du type de celles produites par le retrait, avec fissuration. Dans un barrage-poids, le gonflement longitudinal est contrarié et, par conséquent, les fissures visibles dans les galeries sont surtout horizontales (voir Fig. 34 et 35, chapitre 6.1).

Les fissures d'origine mécanique sont celles provoquées par une variation de la géométrie de l'ouvrage, comme dans le cas d'un déplacement amont d'un barrage-voûte, ... Les fissures non mécaniques pénètrent peu en profondeur. Dans les régions désertiques où l'on pourrait supposer que l'effet de l'assèchement pénétrerait plus profondément, on a examiné de grandes fissures non mécaniques donnant l'impression que le barrage est complètement détruit alors que l'on a trouvé que la profondeur de ces fissures ne dépassait pas 30 cm. Ailleurs, des essais d'eau réalisés dans des forages peu profonds, parallèles au parement présentant des fissures très ouvertes, n'ont pu mettre en évidence aucune communication débouchant à l'air libre. Cette faible profondeur est un trait caractéristique. Mais si ces fissures peu profondes sont sans importance pour la masse du barrage, elles risquent d'être nuisibles aux piliers, encorbellements et parapets, et peuvent aussi permettre la pénétration d'eaux de ruissellement polluées (§ 3.1.2).

Dans certains barrages, on a tenté de réduire à moins de 80 % l'humidité présente à la surface du béton endommagé, en contrôlant l'air en contact avec le

5.2. MAINTENANCE, REPAIRS, MODIFICATIONS AND REPLACEMENTS

5.2.1. General

In planning corrective work for dams, there are a few basic considerations for guidance. Compressive forces set up by expansion do not necessarily impair all dam sections and they do not affect the foundation, nor is reactivity transmitted to or from the foundation or adjoining nonreactive concrete. Stresses imposed on the concrete are a function of the extent of reactivity and the confining pressures or restraint on the concrete. Stresses have been measured at 600 psi (4.1 MPa) during early expansion in actual dams by the overcoring technique. In laboratory test sections with total confinement, pressures in excess of 2 000 psi (13.8 MPa) have been measured. If one were to consider an idealized dam section in the form of a triangular-shaped straight bar of concrete restrained at the base and both ends, such as by rock abutments and foundation, the above is quite true. However, if one has a dogleg bend in a dam, such as Fontana Dam, USA [132], then deflection will be introduced as it will with arches, odd-shaped sections, and re-entrant corners. These all will introduce misalignments and cracking over some period of time. Cracking may be superficial at first, and concrete may spall off the surface or actually pop out in small pieces as it did at Matilija Dam, USA.

Large boundary stresses occur because the expansion is not uniform. The moisture necessary for the reaction is not available near surfaces exposed to drying, so that concrete near a dry surface expands little or not at all, while the interior concrete having a source of moisture does expand. Thus, the surface concrete suffers large shrinkage-type stresses and cracks. The concrete in a gravity dam is restrained from longitudinal expansion, and therefore the cracks in a gallery would be expected to be mainly horizontal, as indeed they are. (See Fig. 34 and 35, Chapter 6.1.)

Structural cracks can be defined as those due to a change in geometry of the structure, as when an arch dam is deflected measureable amounts upstream. Nonstructural cracks are found to be shallow. In dams in desert regions where drying would be expected to penetrate the deepest, large nonstructural cracks which superficially appeared to have destroyed the dams have been examined and found to be less than 12 inches (300 mm) deep. In other instances, holes have been drilled at shallow depths parallel to a concrete face having wide open cracks and then water-pressure tested without surface connections. The relative shallowness is characteristic. Although these depths of cracking are not necessarily significant in the mass of the dam, they can severely damage piers, corbels, and parapets on dams, and can allow ingress of contaminated surface water (see 3.1.2).

On some dams, attempts have been made to lower the humidity at the surface of the distressed concrete to below 80 percent by controlling the air in contact with

parement. Compte tenu des remarques ci-dessus, l'intérêt économique de telles méthodes est discutable.

5.2.2. Entretien

Pendant l'exploitation des barrages et de leurs ouvrages annexes, le problème le plus courant posé par l'alcali-réaction concerne le déplacement des pertuis et des organes (vannes, chemins de roulement des portiques, ...). On cite de nombreux cas de grippage des vannes [barrage de Friant (USA), vanne segment de l'évacuateur du barrage de Kamburu (Kenya) en 1984]. Généralement, on procède au recalage et au meulage périodiques pour établir les jeux nécessaires. Mais on cite également des cas de désordres sur des pertuis, ayant mis les vannes hors service.

De même, l'entretien des machines tournantes des usines hydroélectriques comprend le rétablissement périodique de l'entrefer et le meulage des bâches spirales déformées [usine de Moxoto, important aménagement de faible chute à Paulo Alfonso (Brésil)] [133].

Les autres actions classées dans la catégorie « entretien » sont : purge et enlèvement des épaufrures de béton; remplissage des fissures pour protéger le béton contre les agressions atmosphériques. Ce sont des actions provisoires, sans grande efficacité, et de nature répétitive.

5.2.3. Réparations

Dans la catégorie « réparations », on trouve : réparation de surface du béton, remplacement des masses de béton dégradées, mise en place d'un caisson de béton armé autour du béton de masse, mise en place de tirants de précontrainte destinés à s'opposer à la propagation des fissures, découpage de saignées pour libérer les contraintes. Ce sont des actions de nature relativement provisoire, si la réaction et le gonflement continuent. Pour les réparations de surface, on a utilisé la gunite ainsi que le béton classique. L'avantage de ce type de réparation est de ralentir la dégradation ultérieure du béton par alcali-réaction ou agressions atmosphériques (gel-dégel de l'eau de pluie ayant pénétré dans le béton, comme dans le cas du barrage de Lake Spaulding No. 3, USA). Certains affirment que l'application d'une enveloppe extérieure présente des avantages supplémentaires (application d'une pression s'opposant au gonflement, maîtrise de la teneur en eau, ...).

La réactivité du béton ancien n'est pas, en général, transmise au béton nouveau, mais il est possible que la migration de l'eau dans la masse risque de concentrer des sels alcalins [85]. Il est souvent souhaitable de prévoir, pour le béton de réparation, un ciment à faible teneur en alcalis et des pouzzolanes, puisqu'il y a un risque de réactivité des granulats. Dans ce contexte, l'essai ASTM C 441 est utile, ainsi que celui présenté dans l'essai ASTM C 227 et l'essai accéléré du CSIR (Afrique du Sud) déjà cités.

Le béton du nouveau barrage d'American Falls comportait des granulats de même provenance que ceux utilisés dans le barrage à remplacer (voir § 2.2). Un important programme d'examen pétrographiques et d'essais de différents ciments et pouzzolanes a été réalisé pour définir les caractéristiques à imposer à ces deux ingrédients. On a pu ainsi construire un nouveau barrage incorporant essentiellement les mêmes granulats que ceux utilisés pour le premier ouvrage [34, 134].

the exposed face. The cost benefits of such procedures are questionable in view of the foregoing observations.

5.2.2. Maintenance

In the operation of dams and related structures, the most commonplace problem caused by reactive concrete is misalignment of openings and equipment such as gates and gantry crane rails. There are many examples of gates jamming, such as at Friant Dam, USA, and at one of the Kamburu Spillway radial gates, Kenya, in 1984 because of expansive concrete. In most cases, corrective measures include periodic resetting and grinding to provide proper clearances. However, there have been instances of structural dislocation of gate piers, making gates inoperable.

Rotating equipment for power generation also has required periodic resetting of air-gap clearances and grinding of distortions in scroll cases where reactive concrete exists, such as at Moxoto Hydroelectric Plant, a large low-head plant at Paulo Alfonso, Brazil [133].

Other activities which may be categorized as maintenance are cleanup and removal of spalled concrete and sealing of cracks with fillers to deter any possible further deterioration from atmospheric effects. These are considered stopgap measures and are of a repetitive nature.

5.2.3. Repairs

Patching concrete surfaces, replacing sections of deteriorated concrete, encasing mass concrete with reinforced new concrete, installing and tensioning tendons to control structural cracks, and cutting slots to relieve loads on adjacent elements are all categorized as repairs. The effectiveness of these measures is of a relatively temporary nature, except in cases where the reaction and hence expansion has run its course. Patching and resurfacing have been done with gunite as well as conventional concrete. The value of resurfacing lies in controlling further deterioration of the concrete through continued AAR expansion or through climatic effects such as freezing and thawing of rainwater entering the concrete mass such as at Lake Spaulding Dam No. 3, USA. There is, however, a school of thought which believes encasement has other advantages, such as providing backpressure to expansion and controlling humidity.

Alkali reactivity from older concrete is generally nontransmittable to new concrete, although there is a possibility that alkali salts may concentrate by migration of humidity through the mass [85]. It is often desirable to use low-alkali cement and pozzolan in replacement concrete since aggregates may have reactive characteristics. The ASTM C-441 mortar-bar test is useful in this regard, as is the mortar-bar test ASTM C-227, and the accelerated mortar-bar test developed by the Division of Building Technology of CSIR in South Africa.

Concrete associated with the replacement dam at American Falls utilized the original aggregate sources (See Section 2.2). Extensive petrographic examination and testing were done with the local aggregates with various cements and pozzolans. From these tests the specifications for the cement and pozzolans were determined. All of this preliminary work resulted in the successful replacement of a structure using essentially the same source of aggregates as had been used in the old structure [34, 134].

Pour permettre le gonflement sans déformations, il est logique de pratiquer des saignées transversales dans la masse de béton. Ces saignées peuvent être exécutées à la « scie sans fin », fil diamanté du type de celui utilisé dans les carrières de marbre, ou par forage de trous sécants (barrage de Fontana, USA). Compte tenu de la nature imprévisible du phénomène de gonflement, il est parfois nécessaire de reprendre ce travail lorsque les saignées se referment. La relaxation des contraintes par ce procédé risque d'accélérer les variations dimensionnelles ou les déformations. Il est nécessaire de maîtriser les fuites par la mise en place d'étanchéités à l'amont ou d'une membrane étanche. Pour empêcher les décrochements, on a essayé des armatures gainées traversant ces saignées.

Au barrage de Beauharnois (Québec), on a tenté de maîtriser les fissures à l'aide de tirants, en 1971 [35]. Les tirants sont également utilisés pour empêcher les décrochements mais, compte tenu des forces énormes parfois mises en jeu par l'effet du gonflement, leur intérêt est limité pour s'opposer à ce phénomène.

La description du barrage de Fontana, au Chapitre 6 ci-après, fait état de l'utilisation de tirants et d'une seule saignée pour combattre les effets de la réaction silice-granulats. Au barrage de Chickamauga [32, 50], on adopta « des saignées destinées à relaxer les contraintes importantes et des armatures pour améliorer la résistance mécanique ». Le calcul des contraintes par la méthode des éléments finis aide à fixer les caractéristiques des saignées à prévoir (largeur, emplacement, espacement) [132].

5.2.4. Modifications et remplacements

Certains barrages ont été modifiés pour répondre aux conditions de charge. Au barrage de Matilija (USA), voûte de 58 m de hauteur construite en 1947, on a abaissé de 12 m le seuil de l'évacuateur de crête en 1965. Cette solution présente deux avantages : absence de perturbations au niveau de la fondation et économie du coût de l'enlèvement de l'ancien barrage. Cependant, la détérioration du béton au niveau de la crête actuelle s'est accélérée et le déplacement vers l'amont de la voûte continue.

Pendant plusieurs années précédant son remplacement, le barrage d'American Falls fut exploité à retenue normale abaissée (3,5 m en dessous de la retenue normale théorique), à cause de la dégradation progressive du béton (voir § 2.2). La nouvelle digue en terre, construite de 1976 à 1978, enveloppe une partie du vieux barrage en béton, afin d'économiser les traitements de fondation et d'éviter l'enlèvement de cet ouvrage massif en béton. On s'est interrogé sur le comportement à attendre d'un barrage-poids gonflant recouvert d'un lourd remblai de gravier et de terre à noyau. On a pensé que le fait de maintenir humide le parement aval du béton contribuerait au gonflement interne; par ce mécanisme, la répartition des variations volumiques serait plus homogène, rendant le gonflement plus acceptable. Le poids des remblais, sur le parement aval, réduirait également les dilatations éventuelles, une force relativement faible étant suffisante pour réduire ou empêcher le gonflement. Par rapport à la force nécessaire pour rétablir les dimensions initiales après gonflement de ce barrage vieux de 50 ans, il suffit d'environ un tiers seulement de cette force pour s'opposer au gonflement. Ces hypothèses ne sont pas vérifiables, mais il n'en reste pas moins que le nouveau barrage se comporte de façon satisfaisante.

Opening slots across the axis of the concrete mass to allow expansion without distortion is a logical procedure. " Endless diamond saws " of diamond chip-encrusted wire designed for large cuts in marble quarries can be utilized, or overlapping holes may be drilled through the structure to make such slots as was done at Fontana Dam, USA. Because of the unpredictable nature of reactive expansion, additional slotting may have to be done sequentially as the slots are closed by the expanding concrete. Dimensional changes or distortions may accelerate in the less-restrained concrete. Water seals along the upstream face or an impervious membrane must be installed to prevent leakage. Bars and sleeves have been installed across slots in an attempt to secure alignment.

Tendons have been installed in an attempt to control structural cracks as was done at Beauharnois Power Dam, Quebec, in 1971 [35]. Tendons have also been used to secure alignment, but based upon the tremendous forces which can be mobilized by the expansive action, they have a limited use in controlling expansion.

Use of both tendons and a single slot to control ASR is described in the case history of Fontana Dam, covered in Chapter 6. " Slots to relieve gross distortions and bars to add structural strength " were used at Chickamauga Dam [32, 50]. A finite element simulation can assist in making rational determinations of width, location, and spacing of slots [132].

5.2.4. Modifications and Replacements

Some dams have been modified to meet acceptable load conditions. Matilija Dam, USA, a 190 foot (58 m) high arch dam built in 1947 with an overtopping crest spillway had the spillway lowered 40 feet (12 m) in 1965 to provide for a dam of modified height. The advantage in doing this is that the foundation was undisturbed and the cost of complete removal of the concrete arch was avoided. However, deterioration of the lower level concrete at the present crest level has now accelerated and upstream movement of the arch continues.

American Falls Dam was operated for several years, until its replacement, at 11 feet below full capacity because of progressive deterioration of the concrete (See 2.2). The replacement dam built between 1976 and 1978 incorporates part of the original concrete dam within the earth embankment, thus saving foundation treatment and removal of the massive concrete section of the old dam. At the time, consideration was given to what behaviour could be expected where an expanding gravity dam was covered by a heavy embankment of core material and gravel. It was felt that the downstream face of the concrete would be moistened and tend to participate in internal expansion, thereby equalizing volume changes which then would be more tolerable. Also, the weight of fill material on the downstream face of the dam would reduce whatever expansion would otherwise occur, and a relatively small force will prevent or reduce expansion. Only about one-third as much force is required to prevent expansion as is required to restore dimensions if the expansion were first allowed to occur freely as in the situation which prevailed in the 50-year-old concrete. While each of these points cannot be verified, the new dam incorporating the old has functioned satisfactorily.

5.2.5. Perspectives

La réactivité étant un processus chimique, on peut supposer qu'on pourrait la maîtriser par refroidissement du béton. Une solution plus pratique serait d'ajouter au béton un produit chimique neutralisant. Les échantillons de mortier incorporant des granulats réactifs ne gonflent pas lorsqu'ils sont conservés en atmosphère saturée d'anhydride carbonique (CO₂). On voit là la possibilité de traitement du béton gonflant avec du CO₂. Récemment, on a réalisé au Brésil des expériences d'injection de CO₂ par des trous forés dans le béton avec, paraît-il, un certain succès, la réactivité étant inhibée par « carbonatation ».

La meilleure solution au problème insidieux du béton gonflant est toujours de l'éviter par un choix judicieux des constituants et une campagne d'essais appropriés.

Néanmoins, si le problème se présente, le jugement et l'expérience technique permettent de mettre en œuvre des solutions destinées à prolonger la vie utile des barrages menacés.

5.2.5. Future

A brief look to the future would suggest that since reactivity is a chemically based process, it could be controlled by refrigerating the concrete in question since chemical reaction would then not take place. A more practical measure would be to “dope” the concrete with some neutralizing chemical. Mortar-bars made with reactive aggregates do not expand when cured in a saturated carbon dioxide (CO₂) atmosphere. This fact suggests the possibility of treating expansive concrete with CO₂. Experiments with injection of CO₂ into holes drilled in the concrete mass have been made in Brazil recently with some success reported in inhibiting reactivity through “carbonation”.

The best solution to the insidious problem of expansive concrete is avoidance by careful selection and testing of concrete materials.

Nevertheless, problems do occur, and constructive measures can be taken to extend the life of threatened dams by materials engineers using judgment and ingenuity.

6. EXEMPLES D'ALCALI-RÉACTION DANS DES BARRAGES

6.1. FRANCE

Les principales manifestations de la réaction sont :

— Barrages-poids : expansion verticale différentielle entre plots, tendance au basculement de certains plots (ancrage des plots au substratum), expansion horizontale butée par les appuis de rive d'où augmentation des contraintes, fissurations, fuites (voir le cas du Chambon, Fig. 30 à 35).

— Barrages mobiles : sur les massifs d'appuis ou piles supportant les vannes, armés sur leur périphérie seulement, on constate une fissuration profonde et ouverte, des déformations verticales et horizontales, la nécessité de recaler les voies de circulation des ponts roulants.

Les armatures des faces, en général non sollicitées sauf par les effets de divers retraits, seront attaquées si les fissures ne sont pas obturées, mais en général leur rôle est secondaire quant à la stabilité de l'ouvrage (Fig. 36).

La France a publié, à l'occasion du Congrès de Lausanne (Q 57-R 35), un état de son expérience acquise avec cinq grands barrages officiellement atteints par une alcali-réaction (Chambon, Temple, Castelnau, Maury, Bimont) [136].

C'est le plus souvent l'auscultation, mise en œuvre dans le cadre du contrôle prescrit par la législation nationale, qui a permis d'en mesurer les effets. Toutefois, l'existence d'anomalies (fissurations anormales) décelées par la surveillance visuelle périodique a souvent précédé le besoin d'expliquer. Au barrage du Chambon par exemple, des fissures de traction sont apparues environ vingt années avant qu'on soit parvenu à confirmer l'existence d'une incontestable réaction chimique parasite.

L'étude pathologique des premiers ouvrages cités a permis de dresser un canevas général méthodologique, appuyé notamment sur la technique française d'analyse des mesures d'auscultation propre à la Division Technique Générale (DTG) d'Électricité de France (EDF), le producteur national français d'électricité.

L'origine du gonflement doit d'abord être précisée : qu'il s'agisse d'une dérive vers l'amont avec soulèvement en crête (cas des ouvrages poids et des voûtes), ou encore d'un soulèvement accompagné de désordres aux frontières avec les organes mécaniques (cas des ouvrages vannés), le « moteur » des déplacements non cycliques peut avoir plusieurs origines qu'il convient d'analyser d'abord grâce à une éventuelle adaptation du dispositif d'auscultation. Le rapprochement des versants, des tassements différentiels du substratum, une évolution de la gestion saisonnière du réservoir sont susceptibles aussi d'engendrer des déplacements du barrage. Lorsque l'exploitant ne dispose plus que d'une cause possible, le diagnostic de l'alcali-réaction doit impérativement être étayé par des examens sur échantillons prélevés dans l'ouvrage par carottage. Il est dès lors conseillé d'effectuer épisodiquement une couverture photographique détaillée des parements pour suivre l'évolution de la réaction.

6. EXAMPLES OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN DAMS

6.1. FRANCE

The main signs of reaction found in French gravity dams are differential vertical swelling between blocks, tendency for some blocks to tilt from vertical (bond with foundation), horizontal swelling opposed by abutments causing an increase in compressive stresses, cracking, leakage (Chambon dam, Fig. 30 to 35).

In barrages, deep, open cracks, vertical and horizontal deformations, and the need to realign gantry tracks are often noticed on abutments or piers carrying gates, which are reinforced around edges only. Reinforcement near exposed faces, not usually stressed except by shrinkage, will be corroded if cracks are not filled, but generally they do not influence significantly the stability of the structure (Fig. 36).

For the Lausanne Congress, France published a report of the experience it has gained with five large dams (Chambon, Temple, Castelnau, Maury, Bimont), officially affected by alkali-aggregate reaction [136].

The effects of this reaction are most commonly estimated by means of monitoring techniques adopted as part of the controls laid down by French legislation. Nevertheless, the presence of faults (abnormal cracking), revealed by periodical visual inspections, often appeared prior to the need to provide an explanation. In the Chambon dam, for example, tension cracks appeared about twenty years before the existence of an undeniable parasite chemical reaction could be confirmed.

The study of the deterioration of the first mentioned dams enabled a general outline of methods to be drawn, in particular based on the French technique of monitoring as used by the « Division Technique Générale » of EDF (the French Electricity Board).

The origin of the swelling must first of all be identified. It may be a movement upstream with rising on the crest (as in arch and gravity structures) or a crest rising coupled with disturbances at the boundaries with mechanical parts (as in spillway gates). The « driving force » of the noncyclic displacements may have several origins which should be analysed first of all by means of a monitoring system. The approaching of the banks, differential settlements of the substratum and changes in the seasonal management of the reservoir are also likely to give rise to displacements in the dam. When only one possible cause has been identified, it is essential that the diagnosis of the alkali-aggregate reaction be supported by tests performed on cored samples. It is then advisable to take detailed photographs periodically of the faces to follow the evolution of the reaction.

La durée assez longue de ces investigations préliminaires (pouvant atteindre plusieurs années) est souvent sans conséquences sur la sécurité car l'alcali-réaction est lente pour les ouvrages massifs que sont les barrages. Les contraintes de compression induites dans le béton restent raisonnables (5 à 8 MPa mesurés au plus en France sur les ouvrages cités). Les contraintes de traction ou de cisaillement sont plus dangereuses car elles peuvent engendrer une fissuration traversante, modifiant à terme le régime des percolations et la piézométrie dans le corps du barrage, mais le réseau d'auscultation renforcé progressivement doit être capable de détecter une telle évolution.

La stabilité de l'ouvrage étant progressivement modifiée par l'alcali-réaction (apparition d'effets d'arcs sur les ouvrages poids, reports de poussées sur les voûtes, effets d'une piézométrie accrue dans le béton ou au contact béton-rocher, présence de fractures), il convient de recalculer l'équilibre du barrage à l'aide de modèles numériques tridimensionnels avec relâchement des tractions, sous diverses hypothèses compatibles avec les résultats d'auscultation, puis de tenter une évaluation de la marge de sécurité résiduelle. On notera que l'état de l'art ne permet pas aujourd'hui de dire avec certitude quand sera atteinte une situation future extrapolée des constats actuels, ni même s'il est licite d'extrapoler. Les exemples américains cités plus loin semblent prouver que la Nature est parfois de bonne composition! L'étude mathématique des matériaux fissurés traversés par une nappe en charge soulève aussi de grandes difficultés (complexité des modèles, manque de données expérimentales).

Dans le même temps, le maître d'ouvrage en charge d'un barrage « gonflant » doit se préparer à répondre aux deux questions suivantes :

- Y a-t-il une limite à ne pas franchir pour l'exploitant?
- Quelles sont les solutions de renforcement et doit-on envisager le remplacement du barrage malade?

La lenteur de la réaction constitue pour le responsable de l'ouvrage une chance de n'avoir pas à prendre des décisions hâtives, mais il est essentiel de ne pas gaspiller ce délai de réflexion.

L'expérience de la France s'est enrichie depuis 1985 suivant deux axes :

Dans le domaine de l'auscultation, les ouvrages suivis par la DTG d'EDF ont apporté une connaissance supplémentaire des conséquences du gonflement durant ces cinq dernières années à l'échelle du barrage. L'étoffement progressif des dispositifs d'auscultation de ces barrages explique que le suivi soit de plus en plus élaboré, couvrant à la fois les déplacements, les contraintes, les fuites et la piézométrie. L'aspect des parements a fait l'objet d'une surveillance visuelle quand c'était possible (photographies, cartographie des fissures).

Dans le domaine de l'étude des matériaux, la France collabore activement aux travaux de recherches internationaux relatifs à l'alcali-réaction. Des résultats significatifs ont été obtenus pour la détection du caractère potentiellement réactif du couple « liant-granulats » en laboratoire au moyen d'essais accélérés.

La situation en 1989 des barrages concernés est la suivante :

Aucun nouvel ouvrage n'a suscité de craintes sérieuses justifiant l'engagement d'investigations analogues à celles déjà entreprises. Plusieurs barrages donnent cependant des signes d'évolution très lente que l'on pourrait attribuer à un gonflement.

The fairly long period of time (possibly even years) required for these preliminary investigations often has no influence on safety since the alkali-aggregate reaction in the concrete is slow in massive structures such as dams. Compressive stresses induced in the concrete remain within reasonable limits (5 to 8 MPa — a maximum measured in France on the dams mentioned). Tensile or shear stresses are more dangerous since they may give rise to through cracking which in time modifies the percolation regimen and the piezometry in the body of the dam. However the monitoring system, refined progressively, must be capable of detecting such an evolution.

Given that the stability of the structure is progressively altered by the alkali-aggregate reaction (appearance of arch effects on the gravity structures, transfers of thrusts to the arches, effects of increased piezometry in the concrete or concrete-rock interface, presence of fractures) the equilibrium of the dam should be recalculated with the aid of 3-dimensional mathematical models. Then attempts should be made to evaluate the residual safety margin. It is clear that the current state-of-the-art does not allow one to say, with any certainty, when a future situation, extrapolated from present observations, will occur, or whether extrapolation is appropriate. The American examples mentioned further on seem to prove that Nature is at times easy to deal with! The mathematical study of the cracked materials crossed by a nappe under load also gives rise to considerable difficulties (complexity of the models, lack of experimental data). At the same time, when dealing with a « swelling » dam, the following two questions must be answered :

- “ Is there a limit in stresses, cracking or operational considerations which the operator must not exceed? ”;
- “ What are the repair solutions and must the replacement of the affected dam be envisaged? ”.

The slowness of the reaction allows people in charge of the dam to make thoughtful decisions, but this time for reflection must not be wasted.

The experience in France has been increased since 1985 by following two issues.

In the area of monitoring, the structures supervised by the “ Division Technique Générale ” of EDF have provided additional knowledge as to the consequences of dam swelling during the last five years. The gradual increase in the monitoring devices used on these dams accounts for the increasingly elaborate follow-up, covering displacements, stresses, seepages and piezometry. The appearance of the faces was the subject of visual monitoring whenever possible (photographs, mapping of cracks).

In the field of the study of materials, France takes an active part in international research into the alkali-aggregate reaction. Important results have been obtained for detecting the potentially reactive nature of cement and aggregate combinations by means of accelerated tests.

The situation in 1989 of the dams in question is as follows.

No new structure has aroused serious fears justifying investigations similar to those already undertaken. However several dams show signs of a very slow evolution which could be attributed to a swelling.

— Au Chambon (Fig. 30 à 35), le dispositif d'auscultation détecte une poursuite du gonflement à vitesse sensiblement uniforme depuis 1980, dont la seule conséquence tangible sur la nappe souterraine est un accroissement régulier du débit maximal d'une fuite apparue en 1972 au contact aval béton-rocher sur la rive gauche de l'ouvrage. A noter que la piézométrie locale au voisinage de cette fuite est, pour sa part, stationnaire. Les poussées de gonflement, qui se concentrent sur l'ouvrage d'évacuation des crues en rive gauche, sont la cause d'une très progressive dégradation de cet ouvrage de sécurité. Après en avoir considérablement accru l'auscultation (pendules directs et inversés, extensomètres à fil invar, piézométrie), on s'achemine aujourd'hui vers un remplacement « hors-zone » de l'organe lui-même. Cette décision permettra de poursuivre l'exploitation du barrage du Chambon dans des conditions de sécurité « normales », jusqu'à la période jugée optimale pour son renouvellement. Quelques mesures d'accompagnement sont engagées :

- mise à jour des calculs de simulation numérique, à caler sur l'auscultation récente, et extrapolation dans l'avenir proche;
- examen, sur modèle numérique tridimensionnel à relâchement de tractions, de la réalisation d'une famille de microsaignées; cette nouvelle étude a pour objectif d'illustrer la redistribution des efforts du barrage sur sa fondation à l'occasion du découpage de plusieurs saignées réparties sur le profil en long;
- nouveaux perfectionnements du dispositif d'auscultation : outre un contrôle par extensomètres à fil en forages de la zone du contact béton-rocher en rive gauche, il est prévu d'installer une télémessure d'auscultation, au moins partielle, dans ce barrage.

— Au barrage de Temple [136], l'intervention est achevée depuis 1988. Sur les premières piles traitées par injection en peau et couturage léger, les vitesses annuelles de soulèvement paraissent avoir diminué sensiblement. Il est encore trop tôt pour savoir quelles seront les réelles conséquences de ce traitement d'étanchement partiel du béton sur le devenir du barrage.

— A Castelnau, le constat d'un gonflement manifeste est à l'origine d'un étouffement des équipements d'auscultation (pendules, piézométrie en fondation, nivellement en crête). Les symptômes actuels ne justifieraient pas d'intervention lourde sur cet ouvrage-poids rectiligne.

— A Maury, les observations mentionnées en 1985 ont été précisées depuis, mais n'ont nécessité depuis ni études, ni travaux de renforcement, exception faite d'une auscultation plus attentive.

At Chambon Dam (Fig. 30 to 35), the monitoring system has detected a swelling process at an appreciably uniform speed since 1980. The only tangible effect on the underground watertable is a regular increase in the maximum flow rate of a leak which appeared in 1972 at the downstream concrete-rock contact on the left bank of the structure. It should be noted that the local piezometry in the vicinity of this leak is stationary. The swelling thrusts, which are concentrated on the spillway on the left bank, are the cause of a very gradual structural degradation of this safety structure. After having increased the monitoring considerably (direct and reversed pendulum, invar wire extensometers, piezometry) steps are now being taken to replace the spillway " off-site ". This decision will enable the Chambon dam to be operated under " normal " safety conditions up to the period considered ideal for it to be rehabilitated. Additional measures are also to be taken :

- numerical simulation calculations, based on recent monitoring data, and extrapolation in the near future;

- analysis, by means of a 3-dimensional mathematical model with relaxation of tensile stress, on the realization of a group of slots. This new study aims at illustrating the redistribution of the dam stresses on its foundation when several slots are formed along the length of the dam;

- further optimisation of the monitoring system : besides the control by means of wire extensometers in holes drilled in the area of the concrete-rock contact on the left bank, it is planned to install telemeter devices, at least partially.

At the Temple dam [136], the intervention ended back in 1988. On the first piers treated by superficial grouting and light lacing, the annual rates of raising appear to have decreased considerably. It is too early yet to know the real effects on the future of the dam brought about by this partially watertightness treatment.

At Castelnau Dam the report of swelling has led to the monitoring apparatus being increased (pendula, piezometers in the foundation, levelling on the crest). Current symptoms would not justify intense intervention on this rectilinear gravity structure.

At Maury Dam the observations mentioned in 1985 have since been explained although they have not required studied nor reinforcement work since then, apart from more careful monitoring.

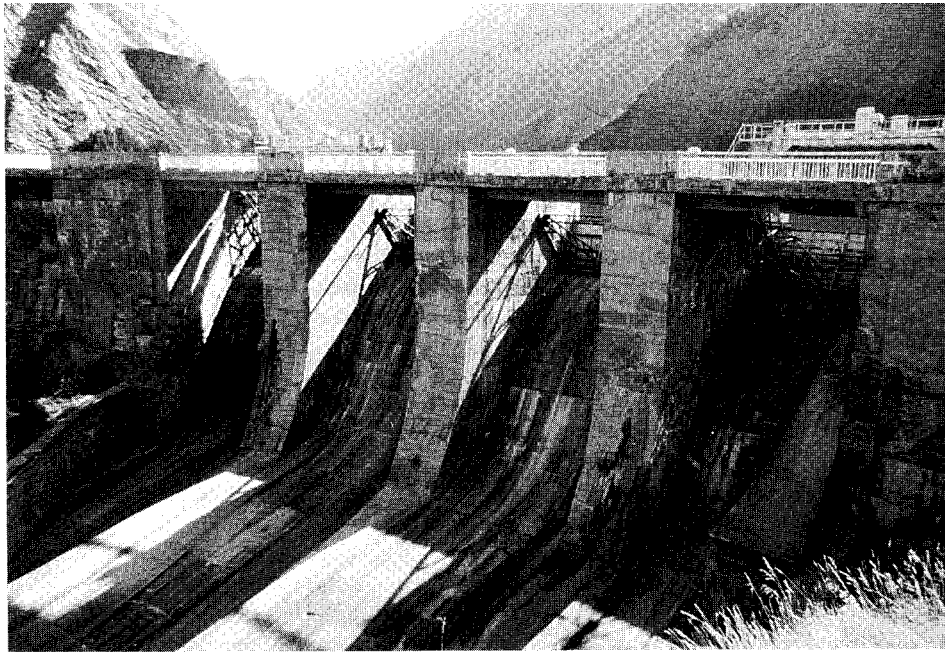


Fig. 30

Chambon dam : spillway viewed from downstream.
Barrage du Chambon : évacuateur de crue, vue d'aval.

Fig. 31

Spillway chute of
Chambon dam.

Barrage du Chambon :
coursier de l'évacuateur de crue.



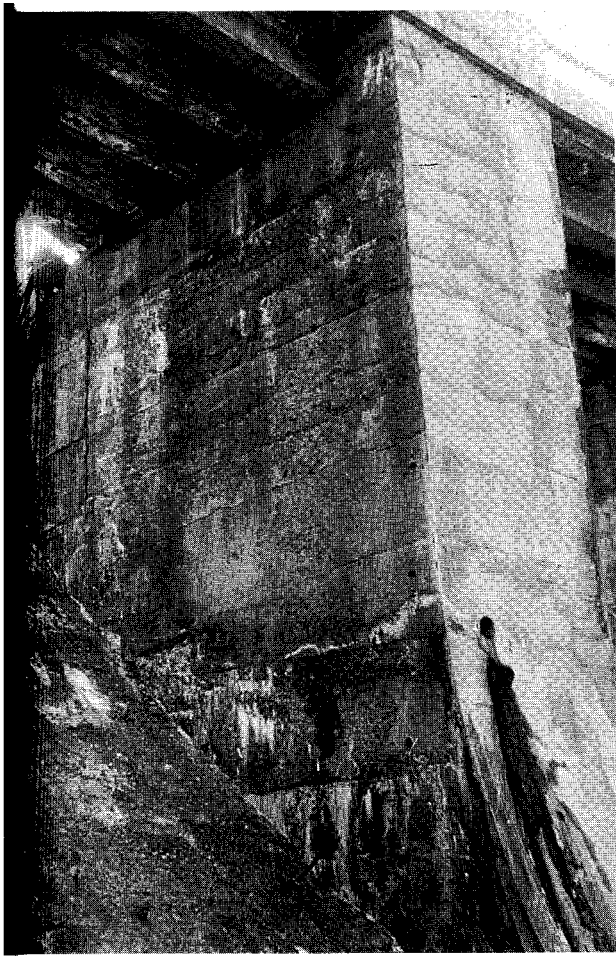


Fig. 32

Spillway of Chambon dam.
Barrage du Chambon : évacuateur de crue.



Fig. 33

Spillway of Chambon dam.
Barrage du Chambon : évacuateur de crue.

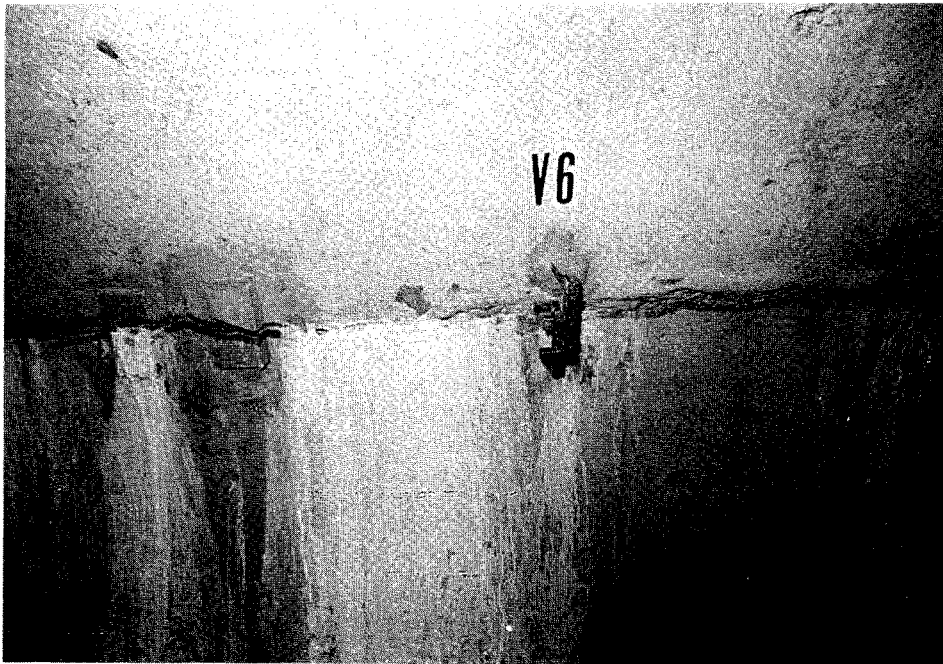


Fig. 34

Crack in gallery 1024 in Chambon dam.

Barrage du Chambon : fissure dans la galerie à 1024.

Fig. 35

Crack in gallery 1024
in Chambon dam.

*Barrage du Chambon :
fissure dans la galerie à 1024.*



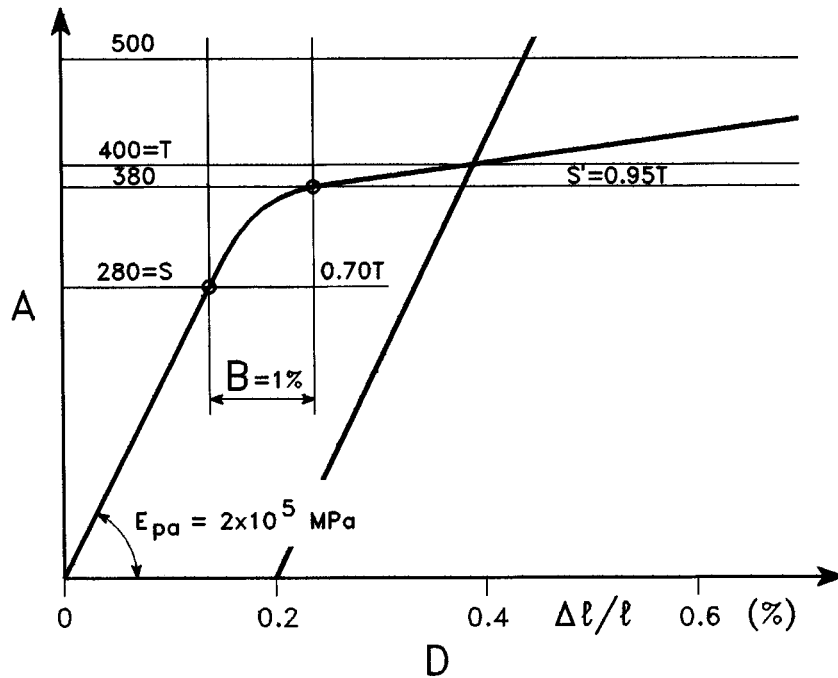
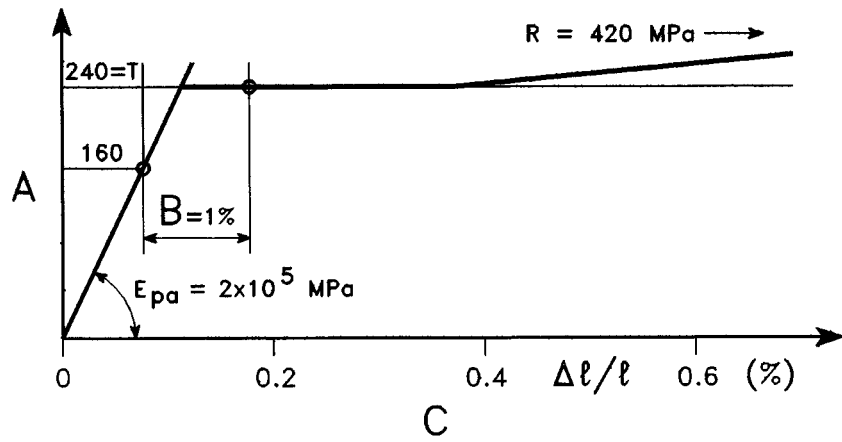


Fig. 36

Cumulative strains in reinforced concrete beams due to working loads and internal swelling reaction.

Poutres en béton armé. Cumul des déformations dues aux charges et à une réaction expansive interne.

(A) Dead and live loads.

(B) Swelling due to alkali reaction.

(C) Mild steel.

(D) High tensile steel.

(A) Poids mort et charge utile.

(B) Gonflement dû à l'alkali-réaction.

(C) Acier doux.

(D) Acier à haute limite élastique.

6.2. ROYAUME-UNI

En Grande-Bretagne, on a constaté la réaction alcali-silice dans les barrages ou ouvrages annexes de trois retenues; le cas du barrage de Val de la Mare est présenté ci-dessous.

Le barrage de Val de la Mare [10, 155] est un barrage-poids, $H = 32$ m, $L = 192$ m, situé dans l'île de Jersey. Il fut construit entre 1957 et 1962. Les gros granulats proviennent d'une carrière locale et du refus de criblage des matériaux pris sur une plage voisine. Le ciment vient d'Angleterre. Le volume du béton est de $39\,000$ m³.

Le barrage comporte 26 plots de 6,7 m de largeur. Les levées mesurent 1,2 m environ de hauteur.

En 1971, on a constaté que les garde-corps du pont n'étaient plus parfaitement alignés, les déplacements étant visibles à l'œil nu. En effet, quatre plots avaient subi un déplacement relatif vers l'amont par rapport aux plots adjacents. Le décrochement relatif maximal, mesuré sur deux garde-corps contigus, dépassait 1 cm. Au début, il était difficile d'imaginer un mécanisme capable de déplacer quatre plots vers l'amont, dans le sens opposé à la direction de la poussée hydrostatique à retenue pleine, sans tassement au pied amont du barrage. Une inspection détaillée du parement aval a mis en évidence des taches d'humidité, de couleur plus foncée, à la surface des plots incriminés, ainsi qu'un réseau aléatoire de fissures fines à la surface de certaines levées de ces plots; les arêtes de certains joints horizontaux étaient cassées.

Initialement, on a pensé à la détérioration des joints horizontaux, à la percolation d'eau et à l'action du gel, éventuellement aussi à une agression par les sulfates. Mais après la visite par un ingénieur expérimenté dans le domaine des alcali-réactions, ce dernier phénomène fut jugé possible. L'ensemble du béton « défectueux » apparaissait avoir été mis en place sur une période d'environ 4 mois au cours de l'été 1960.

Après enquête (recherches détaillées, forages, essais en laboratoire), on a pu confirmer que l'origine des dégradations était bien l'alcali-réaction.

L'étude pétrographique des matériaux de la carrière et de la plage (granulats fins) a établi la présence d'opales néfastes (silice réactive sous forme d'opale ou de calcédoine).

Le ciment, analysé sur deux carottes, présentait une teneur en équivalent Na₂O respectivement égale à 0,74 et à 0,96 %.

Le gonflement des échantillons de mortier incorporant les mêmes granulats que ceux utilisés dans le barrage était supérieur à celui des éprouvettes de contrôle faites durant la construction. Néanmoins les résultats obtenus après six mois étaient inférieurs à la limite admissible de 0,1 % préconisée par l'ASTM (seuil de gonflement admissible).

En 1974, des réparations furent effectuées sur le plot présentant des pressions internes (mesurées par piézomètres) susceptibles de compromettre la marge de sécurité théorique. La solution fut d'appliquer une précontrainte au plot au moyen de 3 tirants, de diamètre 40 mm, passant dans des trous forés à travers le béton et ancrés dans la fondation rocheuse (Fig. 37). La force d'ancrage à appliquer fut fixée

6.2. UNITED KINGDOM

In Great Britain Alkali-Silica reaction has been identified in dams or appurtenant works of three impounding reservoirs; the case of Val de la Mare dam is described herein.

Val de la mare dam [10, 155] is a concrete gravity dam, 32 m high and 192 m long, located on the Island of Jersey. Construction took place over the period 1957 to 1962 with coarse aggregate being obtained from a local quarry and from over-sized materials screened from a nearby beach from which the fine aggregate was taken. The cement came from England. A total of 39 000 m³ of concrete was used.

The dam was constructed in twenty-six monoliths 6.7 m wide (blocks), in lifts approximately 1.2 m high.

In 1971 it was noticed that the handrails on the bridge were no longer straight to the eye. Four blocks were displaced upstream in relation to neighbouring blocks. The maximum relative displacement of adjacent handrails was more than 1 cm. Initially it was difficult to think of how the forces were being generated that could move four blocks upstream against a full load without the heel of the dam subsiding. However, close inspection of the downstream face of the dam revealed dark patches of damp concrete on the face of the blocks in question and the surface of some lifts in those blocks showed random hairline cracking of the concrete. There was also some local breaking back of arises on the horizontal joints on the same blocks.

Deterioration of the horizontal joints, the incursion of water and subsequent frost action was initially suspected as the cause of the phenomenon. Furthermore, sulphate attack was thought a possible contributory factor. However, after inspection by an engineer familiar with AAR problems, this cause was suggested as a decay possibility. All the recorded " defective " concrete appeared to have been placed over a period of about four months in the summer of 1960.

After detailed research, coring and laboratory work, alkali-aggregate reaction was confirmed as the source of deterioration.

A petrographic investigation of the quarry and of the beach from which fine aggregate was taken established the presence of deleterious opaline materials (reactive silica in the form of opal or chalcedony).

The cement analysed from two cores samples was shown to have total alkali equivalent (Na₂O) in one instance of 0.74 % and in the other 0.96 %.

The expansion of mortar-bars made from aggregate used in the dam was higher than that of the control samples made during construction. Nevertheless, it was noted that the results obtained after six months storage were less than the 0.1 % limit laid down in ASTM, above which expansion is considered excessive.

In 1974 remedial works were directed at the block where uplift pressures being measured by the piezometers were showing that the design safety factors were being eroded. It was decided to post tension the block with three 40 mm diameter high tensile anchors fixed in holes drilled through the dam concrete into the foundation rock (Fig. 37). The required anchor force was determined from static considerations

en relation avec les conditions de stabilité statique, pour assurer un coefficient de sécurité minimal au renversement. Le vide entre chaque tirant et la paroi du forage fut rempli d'un coulis spécial.

Ce même plot fut l'objet d'injections expérimentales destinées à implanter un écran près du parement amont, pour réduire les sous-pressions et éventuellement ralentir les alcali-réactions futures.

Ensuite, on a mis en place un programme périodique d'auscultation du barrage. On a ainsi constaté une augmentation de la sollicitation des ancrages, mise sur le compte du gonflement du béton du plot par suite de l'AR. En effet, il était comparable à celui observé dans les essais en laboratoire. Au printemps 1982, un réajustement de la tension des ancrages fut effectué (déchargement).

Cinq campagnes de mesure de la vitesse du son dans le béton furent réalisées entre 1972 et 1983. On a constaté seulement une faible dégradation de l'état des bétons présentant les désordres les plus importants.

Selon les inspections, le barrage semble avoir atteint un état stable vis-à-vis de l'alcali-réaction. Enfin, la stabilité du barrage est acceptable pour les différents cas de charges étudiés (y compris les sollicitations sismiques avec une accélération horizontale de 0,12 g). Les contrôles (observation directe, relevés des appareils de mesure, vitesse du son) sont poursuivis régulièrement.

of stability to provide for a minimum factor of safety against overturning. The annular space between each tendon and the sides of the hole was filled with a special grout.

Grouting was carried out at the same block as a trial measure to ascertain whether a membrane could be introduced near the upstream face of the block to reduce seepage uplift pressures and possibly to reduce future AAR.

Periodic reviews of the dam conditions were then carried out. Increased load on anchors was observed and was attributed to the expansion of the concrete in that block due to AAR : it was comparable with that observed in the laboratory tests. In the spring of 1982 it was decided that anchors should be partially unloaded.

Five non destructive sonic velocity surveys were carried out from 1972 to 1983 and only a slight decrease in the condition of the worst effected concrete was noted.

As far as visual appearance was concerned, the dam seemed to have reached a nearly stable condition with respect to AAR. Finally, the stability of the dam was adequate under the various conditions of loading which had been examined including seismic loading with horizontal acceleration up to 0.12 g. Visual observations, readings on instruments and periodic sonic velocity tests are now continuing regularly.

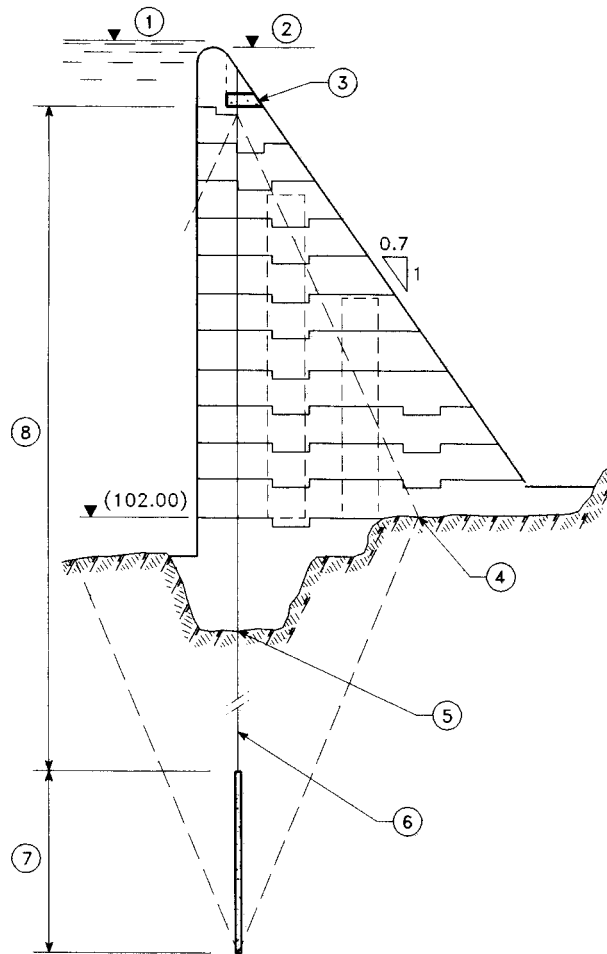


Fig. 37

Val de la Mare Dam : post-tensioning of a block in the dam.

Barrage de Val de la Mare : précontrainte d'un plot du barrage.

- | | |
|---|---|
| (1) Design flood level 152.50. | (1) Niveau de la crue de projet (152,50). |
| (2) Crest 152.00. | (2) Niveau de la crête (152,00). |
| (3) Concrete broken out and new reinforced concrete spreader beam constructed. | (3) Béton enlevé et nouvelle poutre de répartition en béton armé. |
| (4) Main dam foundation level. | (4) Niveau de fondation du barrage principal. |
| (5) Bottom of cutoff trench. | (5) Fond de la tranchée parafouille. |
| (6) 3 n° 85 ton anchor bars installed in the bedrock. 40 mm "Macalloy" bar. Max length between couplings 4 m. | (6) Trois barres d'ancrage de 85 tonnes scellées dans le rocher : barres « Macalloy », longueur entre raccords : 4 m. |
| (7) Anchorage zone filled with epoxy-resin before pre-stressing. | (7) Zone d'ancrage remplie de résine époxy avant précontrainte. |
| (8) Debonded zone-gap between bar and hole filled with polythixon FR grout to prevent corrosion. | (8) Zone non injectée : espace entre barre et trou rempli avec du coulis « Polythixon FR » pour éviter la corrosion. |

6.3. ÉTATS-UNIS

L'expérience de l'alcali-réaction aux États-Unis commence au cours des années 40. Le problème est plus répandu pour les barrages construits au cours des années 50 ou avant. Quelques exemples sont présentés ci-dessous.

— Le barrage de Fontana est un barrage-poids, d'une hauteur de 146,3 m, situé en Caroline du Nord (USA), réalisé au début des années 40. Les fissurations commencèrent en 1972 environ [132, 138, 139], et un programme de travaux quadriennal (investigations, analyses, réparations) fut établi. Les résultats ont montré que la fissuration avait pour cause les contraintes créées par les expansions dues aux effets thermiques et aux alcali-réactions. Le granulats le plus réactif se situe entre un « métagrauwaacke » et un quartzite. Les éprouvettes de béton testées en laboratoire furent soumises à différentes conditions de température et d'humidité afin d'établir la vitesse et l'amplitude du gonflement dû à l'AR. On a pu mettre en évidence l'existence de ce gonflement mais, pour une éprouvette donnée, il fut impossible de déterminer l'amplitude potentielle du gonflement, ainsi que la position du point représentatif de l'éprouvette sur la courbe de gonflement. Sur le site, les plots fissurés furent consolidés par précontrainte et injections. Mais la solution principale fut de soulager les contraintes en pratiquant une saignée au droit du joint de retrait séparant le dernier plot de la partie rectiligne du barrage du premier plot de la partie courbe. Cette saignée, d'une profondeur de 30,5 m, fut réalisée par une série de forages sécants de 127 mm de diamètre. Selon les contrôles effectués depuis ces travaux, la saignée a effectivement éliminé la poursuite de la fissuration en saison chaude [139].

— Le barrage de Matilija, situé près de la côte de la Californie centrale (USA), est une voûte mince de 58 m de hauteur, réalisée en 1947. Fondée sur des grès et des schistes intensément fracturés et cisailés, elle a connu quelques problèmes liés à la fondation. Malgré ces problèmes, ce fut l'alcali-réaction qui décida du sort de l'ouvrage. A peine 20 ans après son achèvement, l'État de Californie ordonna la démolition de la partie centrale, ne laissant qu'une retenue de quelques centaines de milliers de m³. Les examens pétrographiques ont démontré que les matériaux réactifs étaient les schistes présents dans la fraction grossière des granulats fins [137]. L'expansion du béton restant continue actuellement [32].

— Le barrage de Stewart Mountain, voûte mince de 63,1 m de hauteur avec culées en béton, fut réalisé en 1928-1930 près de la ville de Phoenix (Arizona, USA). Dès 1937, on relevait déjà des déplacements excessifs et des fissurations sur le parement aval, les culées et ailleurs. Les déformations étaient telles qu'il a fallu consolider la partie de l'ouvrage située entre le corps du barrage et l'usine de pied. Les carottes prélevées dans le barrage, étudiées en laboratoire en 1943, ont confirmé que le béton était soumis à un phénomène qualifié d'alcali-réaction. Le granulats réactif était un matériau volcanique (vitreux à cryptocristallin) et de composition variable (andésite à rhyolite). Les déplacements en crête ont été surveillés presque continuellement, depuis la mise en service jusqu'à la reconstruction récente. Le gonflement dû à l'AR a progressé rapidement et presque linéairement depuis 1930 jusqu'environ 1950. Après 1955 environ, le taux de gonflement a été très réduit, et faible ou nul dans les dernières années. Au cours des années, le gonflement a provoqué un déplacement d'environ 254 mm vers l'amont, mesuré à la crête de la

6.3. UNITED STATES

Experience with alkali-aggregate reaction in US dams dates back to the 1940s. The problem has been more widespread among dams constructed in the 1950s and earlier. A few examples are mentioned here.

— Fontana Dam is a gravity-type concrete structure, 480 feet (146.3 m) high, located in North Carolina, USA. This dam, constructed in the early 1940s, began cracking distress in about 1972 [132, 138, 139]. At that time a 4-year program of investigation, analysis, and repair was undertaken. Results revealed that the cracking resulted from stresses caused by both thermal and AAR expansions in the concrete. The primary reactive rock type is a metagraywacke to quartzite aggregate. In the laboratory, concrete samples were subjected to a variety of temperature and moisture conditions to determine the rate and magnitude of growth from AAR. Definite proof of growth was established, but neither the potential magnitude of growth nor the point where the specimen was on the growth spectrum could be determined on a given sample. Cracked blocks in the dam were strengthened by postensioning and grouting. However, the principal method for relieving the high stresses was the cutting of a 100-foot (30.5-m) deep slot at the contraction joint between the last straight block of the main body of the dam and the first curved block. The slot was constructed by drilling a series of overlapping 5-in. (127 mm) holes. Monitoring since this work was completed confirms the effectiveness of the slot to prevent further cracking during warm seasons [139].

— Matilija Dam, located near the central California coast, USA, is a 190-foot (58-m) high, thin arch dam constructed in 1947. The dam has experienced some foundation problems, having been located on highly sheared and fractured sandstones and shales. In spite of these serious foundation problems, it was the alkali-aggregate reaction of the local aggregates in the dam concrete that was responsible for the ultimate demise of the structure. When the dam was scarcely 20 years old, the State of California ordered that the central portion of the dam be cut away so that the remaining storage would amount to only a few hundred acre feet. Petrographic analyses identified the reactive components of the aggregate to be shales present in the coarse fraction of the fine aggregate [137]. The remaining concrete has now started expanding [32].

— Stewart Mountain Dam, a 207-foot (63.1-m) high, thin arch concrete dam flanked by concrete thrust blocks, was constructed during 1928-1930 near Phoenix, Arizona, USA. Field reports as early as 1937 reported excessive movements and cracking on the downstream face, on thrust blocks, and elsewhere. Deflections were sufficient to require severing reinforcing between the dam and powerhouse located at the downstream toe. Laboratory tests conducted in 1943 on cores extracted from the dam confirmed that the concrete was experiencing a phenomenon described as alkali-aggregate reaction. The reactive aggregate particles in the concrete were glassy to cryptocrystalline volcanic materials of andesitic to rhyolitic composition. Crest deflections were monitored almost continuously from the time of construction until recently when reconstruction was begun. Data show that expansion from AAR continued rapidly and almost linearly from 1930 until about 1950. After the mid-1950's, the rate of expansion was very modest with little or no expansion occurring in the last few years. Expansion of the concrete over the years due to AAR

console de clé. En même temps, la cote du couronnement s'est élevée d'environ 127 mm [137, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149]. Actuellement, une réparation importante du barrage est en cours. Notamment, des tirants précontraints seront mis en place dans la voûte, la plupart étant verticaux et ancrés dans le rocher sain, pour rétablir la stabilité de l'ouvrage.

6.4. CANADA

Le Canada a connu également des problèmes d'alcali-réaction sur plusieurs barrages.

— Le barrage de Lady Evelyn (Ontario) a dû être remplacé par suite des effets de cette réaction.

— Au barrage de Lower Notches (Ontario), les pouzzolanes ont éliminé les effets néfastes.

— L'aménagement de Beauharnois (Québec) fut réalisé par étapes, entre 1932 et 1960. Il comprend une usine de 829 m de long, avec un barrage-poids à chaque extrémité. Depuis des années, tous les ouvrages sont le siège de déplacements et de fissurations. La cause de ces déformations est attribuée à la réaction alcali-silice. Le gonflement du béton a créé des fissures à la partie inférieure de certaines piles des pertuis de prise de l'usine et à l'intérieur du bâtiment administratif. On constate aussi des défauts d'alignement de certaines lignes d'arbres de groupes. Parmi les travaux de réparation, on peut citer : mise en place de tirants précontraints dans le barrage rive droite (1970-71), forages sécants pour réaliser une saignée (1972-73), autres travaux de désolidarisation [35].

— L'alcali-réaction s'est également manifestée à l'usine hydroélectrique de Mactaquac (New Brunswick). Cet aménagement de 600 MW comprend un barrage en enrochement et une usine en béton. Les ouvrages en béton furent réalisés de 1964 à 1968. Les granulats et les alcalis du ciment (0,7 % équiv. Na_2O) sont entrés en réaction, créant ainsi des gonflements destructeurs et des contraintes élevées. Les granulats furent soigneusement analysés avant le début du chantier et répondaient à l'ensemble des critères établis à l'époque par l'ASTM. L'ouverture de certains joints de reprise horizontaux et joints de construction verticaux, due à l'AR, fut relevée pour la première fois au cours des années 70. En 1982, on a noté des fractures dans la pile est de l'évacuateur. La manœuvre de la vanne de l'évacuateur fut gênée. On a mesuré des contraintes et des taux de déformations élevés. En 1988, une saignée, large de 13 mm, fut découpée à la scie dans l'ouvrage de prise pour soulager les contraintes de la pile d'extrémité est. On prévoit que quatre saignées supplémentaires seront encore nécessaires [150, 151].

6.5. AFRIQUE DU SUD

Six barrages en Afrique du Sud ont manifesté des problèmes d'alcali-réaction :

— Le barrage de Churchill est un barrage à voûtes multiples de 40 m de hauteur, construit en 1943. Les granulats provenaient des grès de Table Mountain. En 1957, suite à une importante fissuration horizontale attribuée au retrait du béton,

forced the crest of the dam, at midpoint of the arch, upstream about 10 in. (254 mm). During the same time period, the dam crest elevation rose about 5 in. (127 mm) [137, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149]. The dam is currently undergoing a major rehabilitation. Among other work, postensioning cables will be installed in the arch, generally vertically with the lower anchorage in sound bedrock, to restore the structural integrity of the dam.

6.4. CANADA

Canada has also experienced alkali-aggregate reaction at a number of dams.

— Lady Evelyn Dam, Ontario Province, had to be replaced because of the effects of AAR.

— At Lower Notches Dam, Ontario, pozzolans were successfully used to preclude deleterious reactions from AAR.

— Beauharnois Project, Quebec Province, was completed at different stages from 1932 through 1960. It has a 2 720-foot (829-m) long powerhouse with a concrete gravity wing dam located at each end. Movements and cracking have been experienced in all of the project structures for years. The cause of these deformations has been attributed to alkali-silica reaction. Concrete expansion has caused cracking of concrete at the base of certain piers of the powerhouse intakes and within the powerhouse administration building. Misalignment of some of the generating units has also occurred. Remedial measures have included installation of stressed cables in the right wing dam (1970-1971), opening of a slot by line drilling (1972-1973), and other means of structural separation [35].

— Alkali-aggregate reaction also occurred in the concrete of Mactaquac Generating Station, New Brunswick. This 600-MW power project includes a rockfill dam and a concrete powerhouse. The concrete structures were built during 1964-1968. The graywacke aggregate and the alkalies in the cement (0.7 percent Na_2O equivalent) have reacted causing destructive expansions and attendant high stresses. The aggregate was thoroughly analyzed during preconstruction and met all ASTM criteria at that time. Openings in some of the horizontal and vertical construction joints caused by the AAR expansion were first discovered in the mid-1970s. In 1982 fractures were noted in the east pier of the spillway. Operation of the spillway gate was impeded. High stress and strain rates were measured. In 1988, a 1/2-inch (13-mm) wide saw cut was made through the intake to relieve stresses in the east end pier. Four more saw cuts are expected to be needed [150, 151].

6.5. SOUTH AFRICA

Six dams in South Africa have evidenced AAR problems. They are briefly discussed in the following.

— Churchill Dam is a 40 m high multiple arch concrete dam built in 1943. The aggregates were derived from Table Mountain sandstones. Extensive horizontal

le barrage fut consolidé. Mais les contrôles supplémentaires effectués de 1987 à 1990 ont conduit à la conclusion que l'origine des détériorations était l'AR [156].

Les fissures, ouvertes de 10 mm en surface, ne pénétraient pas généralement à plus de 250 mm de profondeur. La résistance mécanique actuelle du béton est de 41 MPa, soit une augmentation de quelque 8 % par rapport à celle enregistrée en 1962.

Les campagnes de nivellement de haute précision effectuées depuis 1960 ont permis de détecter un mouvement vers le haut de l'ouvrage de 18 mm entre 1960 et 1980. Si le taux de gonflement était de 0,0045 % de 1960 à 1965, il est passé progressivement à zéro en plusieurs points de mesure. Les fissures ont été réparées par injections de ciment.

— Le barrage de Poortjieskloof est une voûte de 33 m de hauteur, construite en 1955 et surélevée de 4,6 m en 1968. Avant la surélévation, une importante fissuration s'est produite sur le parement aval et une campagne de sondages fut entreprise en 1984. On a détecté un phénomène d'AR dans le béton de première phase, dont le granulats consistait en argilites-arènes quartzieuses de Table Mountain. L'alcali-réaction a provoqué l'ouverture des joints de construction du béton de deuxième phase. Sur le parement aval, les fissures présentaient une ouverture maximale de 4 mm et les carottes prélevées étaient cassées jusqu'à une profondeur de 1 m. Selon l'auscultation conduite depuis 1974, l'ouvrage a subi un déplacement vers l'amont de 9 mm environ.

— Le barrage de Keerom est une voûte de 35 m de hauteur, construite en 1954. Lors du contrôle avant surélévation en 1989, on a relevé des fissures et les carottages effectués par la suite ont confirmé la présence d'alcali-réaction. Les essais d'écrasement sur les carottes ont indiqué une résistance de 35 MPa. Les fissures ont été injectées et une campagne d'auscultation a démarré.

— Le barrage de Stompdrift est un ouvrage à voûtes multiples de 49 m de hauteur, achevé en 1965, dont les granulats sont des quartzites et grès provenant de Table Mountain. L'ouvrage a subi des fissurations dues à l'AR, mais la résistance mécanique du béton reste conforme au cahier des charges. L'ouvrage est ausculté.

— Le barrage de Pietersfontein est un ouvrage de 29 m de hauteur, construit en 1968. Malgré l'utilisation dans le béton de 50 % de laitier de haut fourneau, des sondages ont permis de déceler un matériau blanchâtre, identifié comme produit de l'alcali-réaction. Aucune fissuration n'est observée et l'état du béton est excellent (résistance à la compression de plus de 50 MPa).

— Le barrage de Paul Sauer est une voûte de 82 m de hauteur, achevée en 1969. Les granulats utilisés proviennent du groupe de Table Mountain. Au cours de l'année 1988, des mesures ont décelé un déplacement du couronnement vers le haut, atteignant 15 mm en clé, ainsi que des déplacements horizontaux de 8 mm. Le phénomène d'AR est présent, mais la fissuration est localisée dans les parapets et dans les ouvrages annexes. La résistance actuelle du béton est de 36,6 MPa, à comparer avec la résistance à 28 jours de 37,0 MPa.

cracking occurred in 1957 which was originally ascribed to aggregate shrinkage and the dam was strengthened. However, further tests between 1987 and 1990 determined the cause to be AAR [156].

The cracks, 10 mm wide at the surface, were generally no more than 250 mm deep. The present concrete strength is 41 MPa, some 8 % higher than in 1962.

Monitoring by precise levelling since 1960 shows an 18 mm rise in the height of the structure between 1960 to 1980. While the rate of expansion was 0.0045 % between 1960 and 1965 it has progressively reduced to zero at many monitoring points. Cracks have been repaired by cementitious grouting.

— Poortjieskloof Dam is a 33 m high arch dam built in 1955 and raised by 4.6 m in 1968. Widespread cracking occurred on the downstream face even before the raising and core drilling was implemented in 1984. AAR was detected in the first phase concrete of which the aggregate consisted of Table Mountain argillites to quartz arenites. The AAR had caused the construction joints in the second phase concrete to open. The downstream cracks were up to 4 mm wide and the cores were broken to a depth of 1 metre. Monitoring since 1974 indicates that the dam has moved upstream about 9 mm.

— Keerom Dam is a 35 m high arch dam constructed in 1954. The dam was inspected prior to raising in 1989; cracks were observed and coring confirmed AAR.

Crushing tests on the cores indicated a strength of 35 MPa. The cracks have been grouted and monitoring commenced.

— Stompdrift Dam is a 49 m high multiple arch dam, completed in 1965, and built with aggregates of Table Mountain quartzites and sandstones. Cracking due to AAR has occurred but the concrete strength still meets the specification. The structure is being monitored.

— Pietersfontein Dam is a 29 m high dam built in 1968. Although 50 % blast furnace slag was used in the concrete, drilling revealed a white material which has been identified as AAR. No cracking is evident and the concrete is in excellent condition with a compressive strength of over 50 MPa.

— Paul Sauer Dam is an 82 m high arch dam completed in 1969 using aggregates from the Table Mountain group. Measurements through 1988 have recorded an upward crest movement of 15 mm at the centre line, and horizontal movements of 8 mm have also been measured. AAR has been identified but cracking is limited to parapets and appurtenant structures. The present concrete strength of 36.6 MPa compares with the 28 day strength of 37.0 MPa.

6.6. ESPAGNE

Deux cas d'alcali-réaction sont présentés ci-dessous. Il s'agit des barrages de Salas et de San Esteban :

— Le barrage de Salas est un barrage à contreforts, de 50 m de hauteur et de 240 m de longueur en crête, prolongé en rive droite par un ouvrage-poids de 124,5 m de longueur et en rive gauche par un ouvrage-poids de 585,5 m de longueur et de 18 m de hauteur. Les granulats utilisés pour la fabrication du béton sont de nature granitique, provenant d'une carrière à proximité du site. A un certain moment, ces granulats furent complétés par des sables et graviers d'une autre provenance.

En 1975, on a décelé des fissures sur le parement aval de deux contreforts; celles-ci furent injectées de résines. En 1980, on a profité de la vidange de la retenue pour observer le parement amont du barrage.

Ainsi, on a pu confirmer que l'ensemble du béton des levées fissurées avait été mis en place au cours de la deuxième quinzaine du mois d'août 1970. On a recherché des fissures dans d'autres levées d'âge identique et on a conclu que des fissures étaient présentes dans toutes les levées, quoique, parfois, très réduites.

Pour les levées mises en place en dehors de cette quinzaine, il n'y avait pas de fissuration.

Compte tenu de cette coïncidence (date de mise en place du béton et présence de fissures), il semble logique de penser que l'origine de cette fissuration est due aux caractéristiques du béton datant de cette deuxième quinzaine d'août 1970.

Par ailleurs, les nivellements de haute précision effectués ont décelé une expansion de ces contreforts ou de ces plots de l'ouvrage-poids en rive gauche. Ayant conclu que la fissuration était provoquée par un phénomène d'expansion du béton, on a entrepris une étude pour déterminer les causes de cette expansion et permettre ainsi de rechercher des solutions destinées à arrêter ou, du moins, à retarder au maximum le développement du phénomène d'expansion.

Depuis 1980 jusqu'au mois de février 1984, on a procédé à divers sondages carottés et à la mise en place d'extensomètres dans le béton du barrage. De plus, des échantillons superficiels (sondages de 6 m de profondeur) furent utilisés préférentiellement pour des essais en laboratoire. Des mesures ultrasoniques ont donné des informations sur la profondeur des fissures superficielles, et des essais d'étanchement ont été exécutés pour examiner l'influence éventuelle sur l'évolution du phénomène. Une série d'études ont été menées dans plusieurs laboratoires sur les échantillons prélevés au cours des sondages précités. Parmi les conclusions tirées de ces études, on peut citer les suivantes :

1) La présence de quartz à extinction ondulatoire est notée dans le granite; le quartz a tendance à réagir avec les solutions alcalines résultant de l'hydratation du ciment Portland.

2) Les essais de stabilité des granulats en présence de solutions de NaOH, KOH et $\text{Ca}(\text{OH})_2$ à température ambiante (essais à 18 jours) montrent que les granites réagissent avec la chaux d'hydratation du ciment Portland, ce qui provoque un échange de cations entre le matériau rocheux et la pâte qui l'entoure dans le béton, ainsi que la formation de gels vitreux ou de microcristaux, de grand volume moléculaire, capables de donner naissance à de très fortes pressions au sein du mortier durci.

6.6. SPAIN

Two Spanish cases of AAR in concrete dams are presented in the following. They concern the Salas and San Esteban dams.

— Salas Dam is a buttress dam 50 m high and 240 m long in its crest, which extends in its right river-bank with a gravity dike 124.5 m long and its left river-bank through another gravity dike 585.5 m long and 18 m high. In the fabrication of the concrete granitic aggregates were used, which came from a quarry close to the dam, and at some time this aggregate was completed with gravel and sand from another source.

In 1975 cracks were detected in the downstream faces of two buttresses which were injected with resins. In 1980, taking advantage of a great decline in the reservoir's water level, it was possible to observe the dam's upstream face.

It was confirmed at this time that all of the concrete in the cracked lifts had been placed in the second fortnight of August 1970. Existing cracks were looked for in other concreted lifts at the same ages, leading to a conclusion that cracks appeared in all of the lifts, although some cracks were evidently minimal.

At different dates of the second fortnight of August 1970 cracks were not observed in other concreted lifts.

As a consequence of this coincidence, the date of concreting and the appearance of the cracks, it seems logical to think that the cause of these cracks is due to the concrete's characteristics of that second fortnight of August 1970.

On the other hand, the precision levellings accomplished show an expansion in these buttresses or blocks in the gravity dike of the left river-bank. Once the fact was accepted that the cracks were provoked by an expansive phenomenon of the concrete, an investigation was oriented to determine the causes that provoke this expansion, with the purpose of being able to look for possible solutions which detain or at least retard to the maximum the development of expansive phenomenon.

As of 1980 and until February 1984 various drillings were made with the extraction of cores and extensometers were set in the dam's concrete. Also, some superficial samples were extracted (perforations of 6 m deep) which were utilized preferentially for the first laboratory tests. Ultrasonic measurements were carried out to learn the depth of the superficial cracks, and waterproofing tests were carried out to see the possible effect upon the phenomenon's evolution. A series of studies was developed in several laboratories about the samples extracted from the dam, in the drillings cited earlier. Among the conclusions of these studies, the following can be drawn :

- 1) The presence of quartz with undulatory extinction is noted in the granite, inclined to react with alkali dissolutions originated in the hydration of portland cement.

- 2) The stability tests of the aggregates with the dissolutions of NaOH, KOH and Ca (OH)₂ at room temperature, during 18 days, show that the granites react with the hydration's lime of the portland cement, provoking an interchange of cations between the rock and its environment in the concrete as well as the creation of vitreous gels or microcrystals, of great molecular volume, capable of originating strong pressures in the hardened mortar.

3) Les examens effectués au spectroscope à infrarouge sur les auréoles entourant les granulats altérés ont mis en évidence la présence de ces gels vitreux dans les zones altérées du béton.

4) D'autre part, les études au microscope électronique indiquent que les phénomènes d'expansion observés dans certaines zones du barrage de Salas sont dus à la formation de gels amorphes, de grand volume moléculaire, par suite de la grande quantité d'eau présente dans ces zones.

L'importante documentation microphotographique obtenue, ainsi que les analyses ponctuelles effectuées, indiquent que des granulats siliceux identifiés ont réagi avec le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libéré par l'hydratation du ciment Portland, libérant ainsi la silice, l'aluminium, le fer et surtout le potassium des granulats, à mesure que le calcium entre dans ces derniers.

Il en résulte une formation, par les alcali-réactions secondaires, de gels volumineux dans l'interface granulat-pâte, qui provoquent de très fortes pressions au sein du béton durci.

Enfin, la présence de cendres volantes dans ce béton (7 à 8 % dans le ciment Portland aux cendres volantes) montre que là où le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ n'est pas attiré vers les granulats réactifs, il s'est produit une réaction pouzzolanique (cendres-chaux) avec formation de silicates et de silico-aluminates de calcium, insolubles et ayant des résistances mécaniques élevées.

Dans certaines zones ponctuelles où la présence de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libre manquait aux granulats, les grains de cendres volantes n'étaient pas altérés et gardaient la forme sphérique et l'éclat vitreux qui les caractérisent.

Les mesures correctives prises pour éliminer ou du moins ralentir l'expansion du béton comprennent des injections de résines dans les fissures et l'étanchement des parements, afin d'éviter, dans la mesure du possible, les circulations d'eau dans le béton.

— La construction du barrage de San Esteban s'est achevée en 1955. C'est un barrage poids-voûte de 115 m de hauteur, les 17 plots totalisant une longueur en crête de 295 m.

Le parement visible présentait un grand nombre de suintements aux joints et aux reprises, la localisation des percolations dans ces discontinuités étant confirmée par les drains entre galeries. De plus, on a décelé des fissures dans la galerie supérieure, sous l'évacuateur de crue central, et dans plusieurs plots de la partie rive droite du barrage. Toutes ces singularités étaient localisées dans la partie supérieure de l'ouvrage. D'autre part, deux joints en rive droite présentaient de faibles mouvements irréversibles en crête, alors que le reste restait fermé. A cette époque, les déformations en crête du barrage, mesurées à l'aide d'un pendule et par méthode géodésique, s'orientaient progressivement vers l'amont.

L'ensemble de ces constatations a conduit au renforcement du dispositif d'auscultation du barrage et de sa fondation. Le nouveau dispositif a confirmé ces phénomènes et a décelé, en outre, un mouvement progressif de l'ouvrage vers le haut. L'origine des anomalies observées semblant être l'expansion du béton, les opérations suivantes furent entreprises :

- Investigation des plots et des fissures par sondage, qui a mis en évidence la faible profondeur de celles-ci.
- Essais de relaxation plane et triaxiale des contraintes, pour étudier notam-

3) The investigations carried out with the infrared spectroscopy technique, upon the halos which border the altered aggregates, have revealed the presence of these vitreous gels in the altered zones of the concrete.

4) The studies completed by using the electronic microscope techniques also demonstrate, on the other hand, that the expansion phenomena observed in some zones of the Salas Dam are attributed to the formation of amorphous gels of great molecular volume for the great quantity of water of its structures.

The abundant microphotographic documentation obtained, as well as the micropunctual analyses carried out, indicate that determined silicious aggregates have reacted with the $\text{Ca}(\text{OH})_2$ freed in the hydration of the portland cement, provoking the escape of silica, aluminium, iron and specially potassium, of the aggregates, just as the entrance of calcium in the aggregates.

As a consequence of it, voluminous gels are originated in the aggregate-paste interface which give rise to strong internal pressures in the bight of the hardened concrete, through secondary alkali-aggregate reactions.

Finally, highlighting the presence of fly ashes in this concrete, in order proportions from 7 to 8 % in the portland-ash cement mix utilized, demonstrates that there, where $\text{Ca}(\text{OH})_2$ has not been attracted by reactive aggregates, a pozzolanic, ash-lime reaction has been produced, giving rise to the formation of silicates and silica-aluminates of calcium, insoluble and endowed with high mechanic strengths.

In the punctual zones in which the aggregates have required the presence of free $\text{Ca}(\text{OH})_2$, the granules of ash have remained unaltered, without losing their spheric form nor their vitreous luster, so peculiar.

The corrective measures that have been taken to eliminate or at least reduce the expansion of the concrete have included a resin injection in the cracks and a waterproofing of faces, with the purpose of avoiding, if at all possible, the circulation of water through the concrete.

— San Esteban Dam's construction was concluded in 1955. It is an arch-gravity dam 115 m high and the 17 blocks in which it is divided amount to a length of 295 m in the crest.

The visible face showed many moist joints and unions of layers, a uniqueness which was confirmed by the drains between galleries. Also, cracks were detected in the upper gallery, under the central spillway, and in several blocks on the right-hand side of the dam. All these oddities were localized in the upper part of the structure. On the other hand, two joints on the right river bank indicated weak, irreversible movements in their crest, while the rest remained closed. At the time, the dam's deformations obtained through a pendulum and the geodesic observations were directed, in the crest, progressively toward the reservoir.

All of the above originated an intensification of a monitoring system of the dam-foundation ensemble. The new system confirmed the former phenomena, adding the corresponding to a progressive elevation of the structure. The suspicion of an expansion in the concrete as a cause of the observed abnormalities gave rise to the following activities :

- A prospecting of the blocks and cracks, in which little depth of a latter was revealed, was carried out by means of drilling.
- Stress release trials were undertaken utilizing flat and triaxial cells, for the

ment l'état de tension dans le plan longitudinal. Seuls les résultats correspondant au voisinage des fissures étaient singuliers.

- Mise en place, dans des forages, d'instruments spécifiques de détection de phénomènes volumétriques éventuels.

- Mise au point d'un modèle mathématique non linéaire pour l'étude d'un matériau expansif. Ce modèle a confirmé l'hypothèse d'expansion et prévoit un état acceptable de l'ouvrage à la fin du développement total du phénomène.

- Analyse des granulats provenant de la carrière (granite, gneiss, diabase, schiste) et du béton; l'étude a été achevée récemment.

Le résultat final indique clairement une interaction entre les granulats et la pâte de ciment, ayant provoqué la formation de composés capables de créer des forces destructives dans le béton. Parmi ces composés, on trouve des gels résultant d'une alcali-réaction secondaire, les alcalis provenant de l'altération préalable des minéraux présents naturellement dans les granulats.

En 1987, l'étanchement du barrage fut réalisé, compte tenu des infiltrations existantes et de l'hypothèse vraisemblable d'une réaction expansive par suite de la présence d'eau. Ce traitement a été limité à la partie supérieure où les singularités étaient les plus importantes. Ce traitement fut appliqué sur les joints de construction en parement, les reprises de bétonnage et les fissures.

Les joints et les fissures furent colmatés au préalable, par application sur le parement amont d'un traitement superficiel, adhérent, résistant et souple. Les joints de construction furent alors remplis d'un mortier spécial, non-adhérent, injectant l'ensemble du plan des fissures et des reprises défectueuses. Tous ces traitements utilisaient des résines époxy.

Les résultats des travaux d'étanchement sont satisfaisants dans la mesure où aucun suintement n'est visible sur le parement aval; les infiltrations totales internes ont montré une réduction très importante et il n'y a aucun mouvement au droit des fissures ou des reprises de bétonnage.

6.7. KENYA

L'alcali-réaction a touché des bétons fabriqués à partir de gneiss appartenant au « Kenya Basement System » [159]. Les études pétrographiques ont mis en évidence cette réaction en cas de grains de quartz déformés, contenus dans les morceaux de gneiss. Cependant, toutes ou presque toutes les détériorations sur les ouvrages semblent résulter de réactions faisant intervenir la silice opaline des filons, peut-être d'âge tertiaire ou quaternaire, qui entrecoupent le « Basement System ». Cette situation est précisée ci-dessous.

— En 1985, l'AR fut identifiée comme cause des détériorations survenues à l'évacuateur de crue en béton, construit de 1971 à 1974, dans le cadre de l'aménagement hydroélectrique de Kamburu sur la rivière Tana. Les gros granulats utilisés pour la fabrication des bétons provenaient d'une carrière de gneiss à biotite située près du site. Ce gneiss est entrecoupé de rares filons d'opale, de faible épaisseur, représentant moins de 1 % de la masse rocheuse exploitée. Les plus gros granulats observés dans les carottes étaient généralement de 20 mm environ, avec quelques morceaux plus importants.

knowledge, above all, of the tensional state in the longitudinal plane. The results were unique only in the proximities of the cracks.

- Placement, in drill holes, of specific instrumentation for the detection of possible volumetric phenomena was undertaken.

- A non-linear mathematic model that permitted the work with expansive material was established. Its utilization confirmed the hypothesis of expansion, deducing an admissible state in the structure at the end of the total development of the phenomena.

- The analysis of the aggregates of the quarry (granite, gneiss, diabase and schist) and of the concrete, was recently completed.

The final result indicates a clear interaction between the aggregate and the cement paste, which has yielded the formation of compositions capable of originating disruptive forces in the concrete. Among them are found gels produced from a secondary alkali-aggregate reaction, in which the alkali originate in the previous alteration of the natural aggregates' minerals.

In 1987 a waterproofing of the dam was accomplished, in accordance with the existing filtrations and with the serious suspicion of an expansive reaction which demands the presence of water. The treatment was limited to the upper part, where the oddities were most intense. The works took place in the face construction joints, unions of layers and cracks.

The joints and cracks were previously sealed, applying to the upstream face a superficial, adherent, resistant and flexible treatment. At the time, the construction joints remained filled with a special, non-adherent mortar, injecting in its entire plane the cracks and the defective unions of layers. All of the treatments were based on formulations of epoxy resin.

The result of the waterproofing has been satisfactory in as much as moisture in the downstream face is inobservable; the total interior filtration has suffered a drastic reduction and the movements in the fissures and in the union of layers are non-existent.

6.7. KENYA

Alkali-silica reaction has occurred in concrete made from gneisses of the Kenya Basement System [159]. Petrographic studies showed reaction with strained quartz grains within particles of gneiss. However, structural damage appeared to be almost entirely, if not wholly, due to reactions with opaline silica derived from veins, perhaps of Tertiary or Quarternary age, cutting through the Basement System. There follow further details.

— In 1985 AAR was identified as the cause of structural damage to the concrete spillway, built between 1971 and 1974, of the Kamburu hydro-electric scheme on the Tana river. The source of coarse aggregate for this concrete was a locally quarried biotite gneiss. This gneiss is cut by occasional thin veins of opal that are estimated to make up less than 1 % of the rock mass quarried. The maximum aggregate size observed in core samples was mostly around 20 mm, but occasional large particles were present.

La roche la plus abondante dans les gros granulats était un gneiss à grains de taille moyenne à grosse, de couleur blanchâtre à gris clair ou rosâtre. En lames minces, on a pu identifier des quartz, des feldspaths et des micas. Les feldspaths étaient généralement du type microcline avec une certaine proportion de plagioclases sodiques. Au sein du gneiss, les contours des minéraux sont souvent rentrants et interpénétrants. Le quartz microcristallin était parfois présent. Les minéraux secondaires, biotite pour la plupart mais également avec des traces de muscovite et de sphène, étaient généralement divisés en étroites bandes parallèles ou sub-parallèles.

Les grains de quartz étaient souvent déformés. La valeur moyenne de l'angle d'extinction ondulatoire de ces grains dans différents morceaux de gneiss variait de 31 à 64°. Ces valeurs sont comparables ou supérieures à celles mesurées sur les morceaux de métaquartzite des granulats utilisés dans les bétons anglais ayant souffert d'AR.

Était également présente dans les gros granulats, mais en quantité beaucoup plus faible, une amphibolite à grains moyens, de couleur gris foncé à noir. Le nombre d'échantillons carottés a été insuffisant pour permettre la détermination précise de la teneur en amphibolite, mais celle-ci était probablement inférieure à 3 % de l'ensemble des gros granulats.

L'examen de 18 lames minces de béton a mis en évidence 6 particules de silice opaline d'un brun olivâtre, dont la plus grande dimension était de 5 à 20 mm. Par diffraction aux rayons X, ce matériau fut identifié comme une opale-CT pour la plupart. C'est le type de silice le plus réactif en présence d'alcalis. Dans tous les cas, ces particules se trouvaient associées à des suintements filiformes d'un brun olivâtre, qui remplissaient en partie les fissures du béton.

Le ciment présentait une teneur moyenne en alcalis de 0,70 %, variant de 0,67 à 0,79 % équivalent Na_2O . La teneur totale en alcalis du béton variait de 1,9 à 2,8 kg/m^3 , selon les classes de béton.

Lors des mesures en laboratoire, les valeurs les plus élevées des expansions du béton avaient toujours pour origine les produits opalins; il semble que les réactions mettant en cause le gneiss ne provoquaient pas d'effets nocifs sur l'ouvrage.

— L'usine de Kindaruma, située à 15 km de Kamburu, fut construite de 1965 à 1968. On a observé des fissures sur le béton de l'évacuateur de crue de Kindaruma en 1985, pouvant résulter d'une AR, mais le phénomène était beaucoup moins important qu'à Kamburu. On a trouvé des grains déformés de quartz (mais non d'opale) dans certains échantillons prélevés dans les carrières du « Kenya Basement System » d'où provenaient les granulats utilisés à Kindaruma.

6.8. NOUVELLE-ZÉLANDE

Depuis 1945, il existait une étroite collaboration entre le Bureau of Reclamation des États-Unis et les ingénieurs de l'Administration de Nouvelle-Zélande, concernés par la construction des barrages. De ce fait, la Nouvelle-Zélande fut informée très tôt des dangers de l'alcali-réaction et une limite de 0,60 % d'équivalent-alcali fut imposée, à partir de 1948 environ, pour tous les grands ouvrages publics. Cette contrainte fut appliquée, non seulement au bassin de la rivière Waikato où d'importants gisements de granulats de rhyolite et d'andésite existent, mais également à la totalité des barrages appartenant à l'État, une faible teneur en alcalis étant jugée

The predominant rock type in the coarse aggregate was a medium to coarse grained, whitish to light grey or pinkish gneiss. Thin section examination revealed quartz, feldspar and mica. The feldspar was largely microcline with subordinate sodic plagioclase. Mineral grain boundaries within the gneiss were frequently embayed and interpenetrating. Microcrystalline quartz was occasionally present. The subordinate mafics, largely biotite but with traces of muscovite and sphene, were typically segregated into thin parallel to sub-parallel bands.

The quartz grains frequently exhibited crystal strain. The mean undulatory extinction angle for quartz grains in individual gneiss particle ranged from 31° to 64°. These are comparable to or greater than values determined on metaquartzite aggregate particles which had suffered from AAR in British concrete.

Greatly subordinate to the gneiss as a constituent of coarse aggregate was a dark grey to black medium grained amphibolite. The core samples available were insufficient to quantify precisely to amphibolite content, but it probably represents less than 3 % of the total coarse aggregate.

Eighteen thin sections of concrete were examined and revealed a total of six particles 5 mm-20 mm across, of olive brown opaline silica. X-ray diffraction identified this material as largely Opal-CT. This is the most alkali-reactive variety of silica. In all cases these particles were associated with olive brown veinous exudations that partially filled cracks in the concrete.

The mean alkali content of the cement was 0.70 %, varying between 0.67 % and 0.79 % Na₂O equivalent. The total measured alkali content of the concrete was between 1.9 kg/m³ and 2.8 kg/m³ depending on the mix.

In laboratory tests the largest measured concrete expansions were caused exclusively by opal products and it appeared that reaction with particles of gneiss were not structurally harmful.

— Kindaruma Power Station is 15 km from Kamburu and was built between 1965 and 1968. Concrete cracks, possibly resulting from AAR, but on a much smaller scale than at Kamburu were identified in the Kindaruma spillway in 1985. Strained quartz grains, but not opal, have been identified in samples taken from the quarries in the Kenya Basement System that provided the aggregate used at Kindaruma.

6.8. NEW ZEALAND

By good fortune a close liaison existed between the United States Bureau of Reclamation and New Zealand government engineers involved with dam building from about 1945 onwards. As a result the dangers of AAR were quickly brought to New Zealand's attention and a limit of 0.60 % equivalent alkali was enforced for all major government works from about 1948. This was applied not only to the Waikato basin where rhyolitic and andesitic aggregates are prevalent, but to all government dams since low alkali content was considered a generally desirable concrete characteristic. As a further precaution diatomaceous pozzolan, when

une caractéristique souhaitable pour tous les bétons. Dès 1960, on a pris la précaution supplémentaire de remplacer, si possible, une partie du ciment (environ 12,5 %) par une pouzzolane à diatomées, en cas d'utilisation de granulats douteux.

Les barrages appartenant à l'État sont surveillés régulièrement (au moyen du système américain SEED « surveillance de la sécurité des barrages existants ») et, jusqu'à ce jour (1990), aucune manifestation importante du phénomène d'alcali-réaction n'a été relevée sur ces barrages ou sur leurs ouvrages annexes. Par contre, une enquête récente sur les ponts routiers [160] a mis en évidence un nombre important de ces ouvrages montrant des signes d'AR, ce qui a été confirmé chaque fois que des essais spécifiques ont été réalisés. On sait que les sables du Bas-Waikato sont réactifs [161] et que ceux-ci sont identiques aux sables utilisés dans de nombreux barrages construits sur cette rivière.

Le Tableau ci-dessous indique les grands barrages du bassin du Waikato, ainsi que la nature des granulats utilisés pour leur construction. On voit ainsi qu'en cas d'utilisation de granulats réactifs, il est néanmoins possible d'éviter l'AR, du moins pendant plusieurs décennies.

Liste des grands barrages construits dans le bassin du Waikato, avec utilisation de granulats réactifs

| Barrages | Granulats | | Année d'achèvement | Observations |
|-----------|-----------|----------------------------|--------------------|---|
| | Grossiers | Fins | | |
| Arapuni | Grauwacke | Rhyolite | 1928 | Ciment à très faible teneur en alcalis : 0,40 % |
| Karapiro | Grauwacke | Rhyolite | 1947 | |
| Maraetai | Rhyolite | Rhyolite | 1953 | |
| Whakamaru | Rhyolite | Rhyolite | 1956 | |
| Atiamuri | Basalte | Rhyolite | 1958 | |
| Ohakuri | Basalte | Rhyolite | 1960 | |
| Waipapa | Grauwacke | Rhyolite | 1961 | Pouzzolanes dans certains ouvrages |
| Poutu | Andésite | Mélange Andésite-Grauwacke | 1972 | Pouz. dans la quasi-totalité des ouvrages |
| Rangipo | Grauwacke | Mélange Andésite-Grauwacke | 1980 | Pouzzolanes non utilisées |

available, was used as a cement replacement (about 12.5 %) from 1960 where suspect aggregates could not be avoided.

Government built dams have been subject to regular surveillance (based on the SEED - Safety Evaluation of Existing Dams - system of USA) and to date (1990) no significant evidence of possible AAR has been found in them or their appurtenant structures. By contrast a recent survey of highway bridges [160] has found many showing signs on AAR and it has been confirmed in nearly all the instances where specifically tested for. Lower Waikato River sands have been shown to be reactive [161] and these sands are similar to those used in many Waikato dams.

Large dams in the Waikato basin and the aggregates used in them are listed below. This illustrates that AAR can be avoided, at least for several decades, where susceptible aggregate types have to be used.

Large dams in the Waikato river basin built
with susceptible aggregates

| Dam Name | Aggregate | | Year Comp'td | Comments |
|-----------|-----------|---------------------------------|-----------------|--|
| | Coarse | Fine | | |
| Arapuni | Greywacke | Rhyolite | 1928 | Very low alkali cement used : 0,40 % Pozz. in some structs. Pozz. in most structs. Pozz. in all structs. |
| Karapiro | Greywacke | Rhyolite | 1947 | |
| Maraetai | Rhyolite | Rhyolite | 1953 | |
| Whakamaru | Rhyolite | Rhyolite | 1956 | |
| Atiamuri | Basalt | Rhyolite | 1958 | |
| Ohakuri | Basalt | Rhyolite | 1960 | |
| Waipapa | Greywacke | Rhyolite | 1961 | |
| Poutu | Andesite | Mixed | 1972 | |
| Rangipo | Greywacke | Andesite/ Greywacke | 1980 | |
| | | Mixed Andesite/ Greywacke | | |

7. REFERENCES

Proceedings of the International Conferences on AAR :

1st : Aalborg Portland Cement Co., 1974. Out of print.

2nd : Reykjavik 1975, Icelandic Building Research Institute, 1975. Keldnaholt, Reykjavik, Iceland; Symposium 16, 270 pp.

3rd : London 1976, Cement and Concrete Assn., 1976. Wexham Springs, Slough SL3 6PL, England, UK, 374 pp.

4th : Lafayette 1978, School of Civil Engineering, Purdue Univ., 1978. West Lafayette, IN 47907 USA, Publication CEMAT-1-78, 376 pp.

5th : Cape Town 1981, National Building Res. Inst., 1981. CSIR, Box 395, 0001 Pretoria, South Africa.

6th : Copenhagen 1983, Dansk Betonforening, 1983. Vester Farimagsgade 31, DK 1606, Kobenhavn V., Denmark, 532 pp.

7th : Ottawa 1986, Noyes Publications, 1987. Park Ridge, NJ 07656. 509 pp.

8th : Kyoto 1989, The Society of Materials Science, 1989, Kyoto 606, Japan, 885 pp.

Proceedings of Advanced Seminar on Alkali-Aggregate Reaction - the European Dimension, London 1990, Queen Mary and Westfield College.

1. DENT GLASSER, L. S. and KATAOKA, N., The Chemistry of Alkali-Aggregate Reaction. Cement and Concrete Research, voll. 11, 1981, pp. 1-9.
2. DENT GLASSER, L. S. and KATAOKA, N., The Chemistry of Alkali-Aggregate Reaction. 5th Int. Conf. on AAR, Capetown, 1981, S 252/23.
3. American Society for Testing and Materials, Standard Specification for Portland Cement. ASTM C 150-86.
4. Mc DONALD, J. E. and CAMPBELL, K. L., An Investigation of Concrete Conditions, William Bacon Oliver Lock and Spillway. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper C-77-5, June 1977.
5. LINK, E., SANDEMAN, E., WESTERBERG, G., EGGENBERGER, H., ZWYGART, A. and FIEDLER, J., Deterioration by Ageing of the Concrete in Gravity Dams (5 reports). 1st ICOLD Congress, Stockholm, 1933, pp. 5-101.
6. LYON, E. V. and TYLER, I. L., Bibliography on Mass Concrete in Dams. Special Publication No. 6, Amer. Conc. Inst., 1963, pp. 309-427.
7. MEISSNER, H. S., Cracking in Concrete due to Expansive Reaction between Aggregate and High-Alkali Cement as Evident in Parker Dam. Jour. Amer. Conc. Inst. Proc. 12 (5), 1941, pp. 549-568.
8. BLANKS, R. F. and MEISSNER, H. S., Deterioration of Concrete Dams due to Alkali-Aggregate Reaction. Proc., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 71, 1945, pp. 3-18.
9. COOMBES, L. H., Val-de-la-Mare Dam, Jersey, Channel Islands. 3th Int. Conf on AAR, London, 1976, pp. 357-70.
10. COOMBES, L. H., COLE, R. G. and CLARKE, R. M., Remedial Measures to Val-de-la-Mare Dam, Jersey, Channel Islands. Paper presented at

BNCOLD/University Symposium, University of Newcastle-upon-Tyne, England, Sept. 1975.

11. PALMER, D., Alkali-Aggregate Reaction : Recent Occurrences in the British Isles. 4th Int. Conf. on AAR, Purdue University, West Lafayette, USA, June 1978, pp. 285-298.
12. BUCK, A. D., and MATHER, K., Alkali-Silica Reaction Products from Several Concretes : Optical, Chemical and X-Ray Diffraction Data. Miscellaneous Paper C-78-7, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS; also in Proceedings of the 4th Int. Conf. on AAR, Purdue University, West Lafayette, USA, 1978, pp. 73-86.
13. POWRIE, W. E., The Effects of Alkali-Aggregate Reaction at the Steenbras Pumped Storage Scheme. South Africa, 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986.
14. KAMMER, H. A. and CARLSON, R. W., Investigation of Causes of Delayed Expansion of Concrete in Buck Hydroelectric Plant. Jour. Amer. Conc. Inst. Proc. 37 (6), 1941, pp. 665-671.
15. CAVALCANTI, A. J. C. T., Alkali-Aggregate Reaction at Moxoto Dam. Brazil, 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 168-172.
16. MIDDLEBOE, S., Tarbela Latest Victim of Concrete " Cancer ". New Civil Engineer, London, April 1984, 4 pp.
17. VISVESVARAYA, H. C., RAJKUMAR, C. and MULLICK, A. K., Analysis of Distress due to Alkali-Aggregate Reaction in Gallery Structures of a Concrete Dam. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 188-193.
18. SUDHINDRA, D., SURI, S. B. and NAIR, K. N., Strained Quartz - A Menace for Durability of Concrete for Hydraulic Structures. International Symposium on New Materials and Techniques in Dam Construction, Madras, March 1987.
19. DATTA, O. P., Concrete Expansion at the Rihand Dam, India. Water Power and Dam Construction, November 1987.
20. ALLEN, R. T. L., Alkali-Silica Reaction in Great Britain. A Review. Proc. 5th Int. Conf. on AAR, Capetown, 1981, S 252/18.
21. KOCACITAK, S., A Note of Information Regarding Alkali-Aggregate Reaction in Turkey. 2nd Int. Conf. on AAR, Reykjavik, 1975, pp. 359-362.
22. HUARONG, X. and MEILIANG, C., Investigation for Natural Reactive Aggregates in Gravel Alluvium of Yangtze River Basin, 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, 1983, pp. 511-516.
23. MAJID, A. H. and GRATTAN-BELLEW, P. E., Potential Reactivity of Concrete Aggregates from Iraq. 4th Int. Conf. on AAR, Purdue University, West Lafayette, USA, 1978, pp. 321-334.
24. THAULOW, N., Alkali-Silica Reaction in the Itezhtezhi Dam Project. Zambia. 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, 1983, pp. 471-77.
25. GREEMAN, A., French to Abandon Crumbling Chambon. New Civil Engineer, 14 Aug. 1986, pp. 18-21.
26. MATHER, B., Cracking of Concrete in the Tuscaloosa Lock. Proceedings, Highway Research Board, Vol. 31, 1952, pp. 218-233.
27. STEELE, B. W., Comments on ICOLD Paper Q. 15 R. 25, Concrete for Large Dams, Cracking and Watertightness in Concrete as Affected by a) Content and

- Type of Cement b) Grading and Proportion of Fine Aggregate with and without Air-entrainment, prepared for the discussion during the 4th ICOLD Congress, New Delhi, India. 1951.
28. Mc DONALD, J. E., CAMPBELL, R. L., An Investigation of Concrete Condition, William Bacon Oliver Lock and Spillway. Miscellaneous Paper C-77-5, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 39180, 1977, 258 pp.
 29. AINSWORTH, D. L., BUCK, A. D., RAGAN, S. A. and MATHER, K., Testing of 6-in. Diameter Concrete Cores from Martin Dam. Alabama Power Company. Miscellaneous Paper SL-79-17. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, Concrete Technology Information Analysis Center Report 38, 1979.
 30. MATHER, K., Condition of Concrete in Martin Dam after 50 Years of Service. Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 3, No. 1, ASTM, Philadelphia, 1981, pp. 53-62.
 31. TUTHILL, L. H., Alkali-Silica Reaction - 40 Years Later. Concrete International, American Concrete Institute, Vol. 4, No. 4, 1982, pp. 32-36.
 32. GRAHAM, J. R., Informal Communication, 25 Aug. 1986, on reports filed from US respondents to Questionnaire.
 33. PIRTZ, D., STRASSBURGER, A. G. and MIELENZ, R. C., Investigation of Deteriorated Concrete Arch Dam. Journal of the Power Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, PO1, 1970, pp. 23-38.
 34. SCHAFER, T. K., RALPH, I. C. and McMILLEN, D. G., Redevelopment of American Falls Dam and Powerhouse, ASCE, Preprint 3198, Pittsburg, PA. 1978, 30 pp.
 35. ROGERS, C. A., Field Trip Guidebook. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, 16 pp.
 36. ABET, M., Étude des causes de la déformation du barrage de Beauharnois. Thèse M. Sc. A., École Polytechnique, Montréal (Québec), 1985.
 37. BERARD, J. and LAPIERRE, N., Réactivités aux alcalis du grès de Postdam dans les bétons. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 4, 1977, pp. 332-344.
 38. BERARD, J. and ROUX, R., La viabilité des bétons du Québec : le rôle des granulats. Can. Jour. Civ. Eng. 13 (1), 1986, pp. 12-24.
 39. LAPIERRE, N. and STERESCO, M., Comportement à leur jonction du bloc prise d'eau-centrale et des cloisons à l'aménagement Beauharnois, 13th ICOLD Congress, New Delhi, 1979, Q 48, pp. 143-161.
 40. ALDERMAN, A. R., GASKIN, A. J., JONES, R. H. and VIVIAN, H. E., Australian Aggregates and Cements, Part I of : Studies in Cement-Aggregate Reaction. Australian Council for Scientific and Industrial Research, Bulletin no. 229, 1947.
 41. BEAN, L. and TREGONING, J. J., Reactivity of Aggregate Constituents in Alkaline Solution. Journal ACI, Proceedings, Vol. 41, Sept. 1944, pp. 37-51.
 42. BLANKS, R. F., Notes on the : Effect of Alkalis in Portland Cement on the Durability of Concrete. Appendix to the Report of Committee C-1 on Cement, Proceedings, ASTM, Vol. 43, 1943, p. 203.
-

43. BREDSORFF, P., IDORN, G. M., KJAER, A., PLUM, N. M. and POULSON, E., Chemical Reactions Involving Aggregates. Proc. of the Fourth Int. Symp. on the Chem. of Cement, Nat. Bur. of Stds., Monograph 43, Vol. 11, 1960, pp. 749-782.
44. BUCK, A. D., Tests of Cores from New Savannah Bluff Lock and Dam, letter report to US Army Engineer District, Savannah, GA, 1977.
45. BUCK, A. D. and MATHER, K., Concrete Cores from Dry Dock No. 2. Charleston Naval Shipyard, SC, Miscellaneous Paper C-69-6, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS 39180, USA, 1969.
46. BUCK, A. D., and MATHER, K., Examination of Fontana Dam Concrete Cores, letter report to Tennessee Valley Authority, 1974.
47. DOLAR-MANTUANI, L., Handbook of Concrete Aggregates. Noyes Publ., Park Ridge, NJ, 1983, 345 pp.
48. DUCAN, M. A. G., SWENSON, E. G. and GILLOTT, J. E., Alkali Aggregate Reaction in Nova Scotia, Part. I. Summary of a five-year study. Cement and Concrete Research, 3 (1), 1973, pp. 55-70.
49. HADLEY, S. W., Alkali Reactivity of Carbonate Rock - Expansion and Dedolomitization. Proc., Highway Res. Bd., Vol. 40, 1961, pp. 462-474.
50. LUKE, W. I., Alkali-Carbonate Reaction in Concrete from Chickamauga Dam Powerhouse. Proc., Amer. Soc. Testing and Mats, Vol. 64, 1964, pp. 887-902.
51. MATHER, B., Factors which Influence the Deterioration of Concrete in Dams, and Measures for Prevention of Deterioration. 9th ICOLD Congress, Istanbul, 1967, Q 34, R 24, pp. 419-433.
52. MATHER, B., Cracking Induced by Environmental Effects. Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete. SP-20, Amer. Conc. Inst., Detroit, 1968, pp. 67-72.
53. MATHER, B., Durability of Concrete Construction - 50 Years of Progress. Proc., Amer. Soc. of Civil Engrs, Vol. 101, C01, 1975, pp. 5-13.
54. MATHER, B., Concrete Need not Deteriorate. Concrete International, Vol. 1, No. 9, September 1979, pp. 32-37.
55. MATHER, K., Examination of Cores from Four Highway Bridges in Georgia. MP C-73-11, Waterways Experiment Station, Nov. 1973.
56. MATHER, K., BUCK, A. D. and LUKE, W. I., Alkali-Silica and Alkali-Carbonate Reactivity of Some Aggregates from South Dakota, Kansas, and Missouri. Highway Research Record No. 45, Highway Res. Bd., Nat. Acad. Sci. - Nat. Res. Council, 1964, pp. 72-109.
57. McCONNELL, D., DUNCAN, M. A. G., MIELENZ, R. C., HOLLAND, W. Y., and GREENE, K. T., Cement-Aggregate Reaction in Concrete. Jour. Amer. Conc. Inst. Proc., Vol. 44, October 1947, pp. 93-128.
58. McCONNELL, D., MIELENZ, R. C., HOLLAND, W. Y., and GREENE, K. T., Petrology of Concrete Affected by Cement-Aggregate Reaction. The Geological Society of America, Engineering Geology (Berkey) Volume, Nov. 1950, pp. 225-250.
59. OBERHOLSTER, R. E., Alkali-Aggregate Reaction in South Africa. A Review. 5th Int. Conf. on AAR, Cape Town, 1981, paper S252/8.

60. ROGERS, C. A., Evaluation of the Potential for Expansion and Cracking due to the Alkali-Carbonate Reaction. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Engineering Materials Office, Report EM-75, February 1985, 38 pp.
61. STANTON, T. E., Influence of Cement and Aggregate on Concrete Expansion. Engineering News-Record, Vol. 124, No. 5, Feb. 1940, p. 59.
62. LENZNER, D. and LUDWIG, U., The Alkali-Aggregate Reaction with Opaline Sandstone from Schleswig-Holstein. 4th Int. Conf. on AAR, Purdue University, West Lafayette, 1978, pp. 11-34.
63. VIVIAN, H. E., The Effects of Drying on Reactive Aggregate and Mortar Expansion. 5th Int. Conf. on AAR, Cape Town, 1981, Paper S252/28.
64. HOBBS, D. W. and GUTTERIDGE, W. A., Particle Size of the Aggregate and its Influence Upon the Expansion Caused by the Alkali-Silica Reaction. Magazine of Concrete Research, V. 31, No. 109, Dec. 1979, pp. 235-242.
65. BARONIO, G., BERRA, M., MONTANARO, L., DELMASTRO, A., BACHIORRINI, A., Couplage d'action de certains paramètres physiques sur le développement de la réaction alcalis-granulats. First International RILEM Congress, September 1987, Vol. 3, pp. 919-926.
66. RAMACHANRAN, U.S., Concrete Admixtures Handbook, Noyes Publication, 1984.
67. ELLINGTON, M. S., Concrete and its Chemical Behaviour, S. Thomas Telford, London, 1987.
68. HOBBS, D. W., Influence of Mix Proportions and Alkali Content Upon Expansion due to the Alkali-Silica Reaction. Wexham Springs, Cement and Concrete Association, 1980, Publication 42.534, 31 pp.
69. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Chemical method). ASTM C289-71 (Reapproved 1976).
70. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Potential Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method). ASTM C 227-81.
71. GRATTAN-BELLOW, P. E., Evaluation of Test Methods for Alkali-Aggregate Reactivity, 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, 1983, pp. 303-314.
72. SIMS, I., Application of Standard Testing Procedures for Alkali-Aggregate Reactivity. Concrete, Vol. 15, No. 10, October 1981, pp. 27-29. No. 11, November 1981, pp. 29-32.
73. WAKIZAKA, Y., MORIYA, S., KAWANO, H., Relationship between Mineral Assemblages of Rocks and their Alkali Reactivities. CAJ Review, 1987, pp. 292-295.
74. MAKITA, M., KOBAYASHI, S., KAWANO, H., ISHII, Y., Tentative Guideline of Ministry of Construction for ASR Mortar Bar Method. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 472-476.
75. Canadian Standard Association. Potential Expansivity of Cement Aggregate Combinations (Concrete Prism Expansion Method). CAN3-A23.2-M77.

76. NAKANO, K., KOBAYASHI, S., SUZUKI, H., Influence of Curing Conditions and Dimension of Specimens on Expansion of Concrete due to Alkali-Aggregate Reactions, CAJ Review, 1987, pp. 300-303.
77. NISHIBAYASHI, S., YAMURA, K., MATSUSHITA, H., A Rapid Method of determining the Alkali-Aggregate Reaction in Concrete by Autoclave. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 299-303.
78. YOSHIOKA, Y., KASAMI, H., OHNO, S., SHINOZAKI, Y., Study on a Rapid Test Method for Evaluating the Reactivity of Aggregates. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 314-318.
79. TAMURA, H., A Test Method on Rapid Identification of Alkali Reactivity Aggregate (GBRC Rapid Method). 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 304-308.
80. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method). ASTM 586-69 (Reapproved 1986).
81. American Society for Testing and Materials. Standard Practice for Petrographic Examination of Aggregates. ASTM C 295-85.
82. STANTON, E., Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregate. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 66, December 1940, pp. 1781-1811.
83. NAKANO, K., KOBAYASHI, S., ARIMOTO, Y., Influence of Reactive Aggregate and Alkali Compounds on Expansion Alkali-Silica Reaction. CAJ Review, 1984, pp. 96-99.
84. OKADA, K., AGAWA, T., ADACHI, M., TAKAHASHI, K., Alkali-Aggregate Reaction : A Study on Causative Factors. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, August 1986, pp. 347-350.
85. TURRIZIANI, R., Internal Degradation of Concrete : Alkali-Aggregate Reaction, Reinforcement Steel Corrosion. Proceedings 8th International Congress on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, September 1986.
86. STARK, D., Alkali-Silica Reactivity : Some Reconsiderations. Cement, Concrete and Aggregate, 1980, pp. 92-94.
87. Alkali-Silica Reaction : Minimising the Risk of Damage to Concrete - Guidance Notes and Model Specification Clauses. Technical Report n° 30, Concrete Society, October 1987.
88. PALMER, D., Alkali-Aggregate Reaction in Great Britain - The Present Position. Concrete, March 1981, pp. 24-27.
89. HOBBS, D. W., Influence of Pulverized-Fuel Ash and Granulated Blastfurnace Slag upon Expansion Caused by the Alkali-Silica Reaction. Magazine of Concrete Research, 1982, pp. 83-94.
90. KENNERLY, R. A., ST-JOHN, D. A., SMITH, L. H., A Review of Thirty Years of Investigation of the Alkali-Aggregate Reaction in New Zealand. 5th Int. Conf. on AAR, Cape Town, 1981, paper S252/12.
91. VIKTROROV, A. M., OSIPOV, A. D., Methods for Alkaline Corrosion Control in Concrete. Beton i Zhelezobeton (Concrete and Reinforced Concrete), n° 1, 1982, pp. 46-47.

92. Japanese Industrial Standard. Ready-Mixed Concrete - Appendix 6. Method of Restraining the Alkali-Aggregate Reaction through the selection of Cement and Others, published by Japanese Standards Association, JIS A 5308, 1986.
93. OBERHOLSTER, R. E., Alkali Reactivity of Siliceous Rock Aggregates : Diagnosis of the Reaction, Testing of Cement and Aggregate and Prescription of Preventive Measures. 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, 1983, pp. 419-433.
94. SPRUNG, S., Einfluß von Zement und Zusätzen auf die Alkalireaktion. Proceedings Symposium on Preventive Measures against Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Hamburg, February 1973, VDZ Vol. 43.
95. SMOLCZYK, H. G., Slag Cements and Alkali Reactive Aggregates. The VI International Congress on the Chemistry of Cement. September 1974, Supplementary Paper, Section III, III-2.
96. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Effectiveness of Mineral Admixtures in Preventing Excessive Expansion of Concrete due to Alkali-Aggregate Reaction. ASTM C441-81.
97. COX, H. P., COLEMAN, R. B., WHITE, L., Effect of Blast-Furnace Slag Cement on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Pit and Quarry, Vol. 45, No. 5, November 1950, pp. 95-96.
98. BARONA de la O., F., Alkali-Aggregate Expansion Corrected with Portland-Slag Cement. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 22, No. 2, March 1951, pp. 545-552.
99. MATHER, B., Investigation of Portland Blast-Furnace Slag Cements. Technical Report 6-455, Supplementary Data, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, September 1965.
100. KLIEGER, P., ISBERNER, A., Laboratory Studies of Blended Cements-Portland Blast Furnace Slag Cements. Journal Portland Cement Association Research and Development Laboratory, Vol. 9, No. 3, 1967, pp. 2-22.
101. YAMAMOTO, C., MAKITA, M., MORIYAMA, Y., NUMATA, S., Effect of Ground Granulated Blast Furnace Slag Admixture and Granulated or Air-Cooled Blast Furnace Slag Aggregate on Alkali-Aggregate Reactions and their Mechanisms. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 49-54.
102. MAKITA, M., KOBAYASHI, S., MORIYAMA, Y., HOSHI, H., Effect of Japanese Pulverized Granulated Blast Furnace Slag for Prevention of Alkali-Silica Reaction. CAJ Review, 1986, pp. 272-275.
103. LERCH, W., Effect of the Alkali Content of Portland Blast-Furnace Slag Cements on Alkali-Aggregate Reaction. A Progress Report, Portland Cement Association Research and Development Division, Skokie, IL, July 1959.
104. FRIGIONE, G., MAROTTA, R., Portland Blast-Furnace Slag Cements and Resistance to Alkali-Aggregate Reaction. World Cement Technology, Vol. 12, No. 2, March 1981, pp. 73-76.
105. HOGAN, F. J., MEUSEL, J. W., Evaluation for Durability and Strength Development of a Ground Granulated Blast Furnace Slag. Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 3, No. 1, Summer 1981, pp. 40-52.
106. OKADA, K., ADACHI, C., NAGAO, Y., Effect of the Properties of Blast-Furnace Slag on Expansion Caused by Alkali-Silica Reaction. CAJ Review, 1986, pp. 266-267.

107. FUSJISAKI, K., FURUSAWA, Y., MARUYAMA, T., Effectiveness of Finely Graded Siliceous Materials in Preventing Expansion due to Alkali-Silica Reaction, CAJ Review, 1987, pp. 308-311.
108. OBERHOLSTER, R. E., WESTRA, W. B., The Effectiveness of Mineral Admixtures in Reducing Expansion due to Alkali-Aggregate Reaction with Malmesbury Group Aggregates. 5th Int. Conf. on AAR, Cape Town, 1981, Paper S252/31.
109. SERSALE, R., FRIGIONE, G., On the Minimization of the Alkali-Aggregate Reaction. Influence of : Pozzolans, Powdered Volcanic Tuff, Blast Furnace Slag and Fly Ash. Presented for 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, August 1986.
110. NIXON, P. J., GAZE, M. E., The Effectiveness of Fly Ashes and Granulated Slags in Preventing AAR. 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, June 1983, pp. 61-68.
111. KAWAMURA, M., TAKEMOTO, K., Correlation between Pore Solution Composition and Alkali-Silica Expansion in Mortars Containing Japanese Fly Ashes and Blast Furnace Slags, CAJ Review, 1987, pp. 320-323.
112. CARRASQUILLO, R. L., SNOW, P. G., Effect of Fly Ash on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. ACI Materials Journal, July-August 1987, pp. 299-305.
113. HOBBS, D. W., Deleterious Expansion of Concrete due to Alkali-Silica Reaction : Influence of Pfa and Slag. Magazine of Concrete Research, Vol. 38, No. 137, December 1986, pp. 191-205.
114. SPRING, S., ABADION, M., The Effect of Admixtures on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. 3rd Int. Conf. on AAR, London, 1976, pp. 125-137.
115. PERRY, C., GILLOTT, J. E., The Feasibility of Using Silica Fume to Control Concrete Expansion due to Alkali-Aggregate Reactions. Durability of Building Materials, No. 3, 1985, pp. 133-146.
116. AITCIN, P. C., REGOURD, M., The Use of Condensed Silica Fume to Control Alkali-Silica Reaction. A Field Case Study. Cement and Concrete Research, Vol. 15, No. 4, 1985, pp. 711-779.
117. GUDMUNSSON, G., ASGEIRSSON, H., Parameters Affecting Alkali Expansion in Icelandic Concretes. 6th Int. Conf., Copenhagen, 1983, pp. 217-221.
118. ASGEIRSSON, H., Silica Fume in Cement and Silane for Counteracting of Alkali-Silica Reaction in Iceland. Cement and Concrete Research, Vol. 16, No. 3, 1986, pp. 423-428.
119. OJASTE, K., KIKAS, V., HAIN, A., Resistance of Oil-Shale-Ash Portland Cement Mortars under the Reaction of Alkalis in the Cement with Aggregates. Chemical Abstracts, 85, 148180, 1976.
120. SWENSON, E. G., GILLOTT, J. E., Alkali-Carbonate Rock Reaction. Highway Research Record, No. 45, pp. 21-40.
121. GRATTAN-BELLEW, P. E., Preventive Measures to Counteract Expansion of Concrete Containing Alkali-Reactive Aggregates. Durability of Building Materials 1, 1983, pp. 363-376.
122. PERRY, C., GILLOTT, J. E., The Feasibility of Using Silica Fume to Control Concrete Expansion due to Alkali-Aggregate Reactions. Durability of Building Materials, No. 3, 1985, pp. 133-146.
123. ACI Committee 201. Guide to Durable Concrete, 1977.
124. British Cement Association. The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction. Report of a Working Party, Wexham Springs, 1988, Publication 47.042.

125. American Society for Testing and Materials. Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Construction. ASTM C 823-83.
126. American Society for Testing and Materials — Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete. ASTM C-856-83.
127. EAKIN, J. H., American Falls Replacement Dam. 13th ICOLD Congress, New Delhi, 1979, Q 48, R 1.
128. WATSON, G. M., Rare Concrete Problem at Kamburu Investigated. Kenya Engineer, May/June 1985, pp. 33.
129. AKASHI, T., AMASAKI, S., TAKAGI, N., TOMITA, M., The Estimate for Deterioration Due to Alkali-Aggregate Reaction by Ultrasonic Methods. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 183-187.
130. STARK, D., Osmotic Cell Test to Identify Potential for Alkali-Aggregate Reactivity. 6th Int. Conf. on AAR, Copenhagen, 1983, pp. 351-357.
131. BEEDE, K. A., Old Concrete and Old Dams; Proceedings Fifth Annual USCOLD Lecture : A Private Owners Perspective of Dam Safety. San Francisco, CA, February 26, 1985, Chapter 7, pp. 7-15.
132. ABRAHAM, T. J., Analysis and Repair of Cracking in TVA's Fontana Dam Caused by Temperature and Concrete Growth. International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979, Q. 49, R. 1. 13th ICOLD.
133. SILVEIRA, DEGASPARE, CAVALCANTI. Problemas Deccorrentes da Reatividade Alcali-Agregado na Usina Hidroeletrica Apolonio Sales (Moxoto). XVI Seminario Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte, Brazil, 1985.
134. EAKIN, J. H., Management of Damaged Structures. Personal letter to R.N. Seemel, June 3, 1987.
135. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. ASTM C-597-83.
136. MILLET, J. C., RENIER, D., GOGUEL, B., MICHEL, G., Fissurations de Barrages Provoquées par un Gonflement des Bétons, 15th ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Q. 57, R. 35.
137. STARK, D., Alkali-Silica Reactivity in Five Dams in Southwestern United States. US Bureau of Reclamation Report No REC-ERC-85-10, prepared for the USBR by the Construction Technology Laboratory, 1985, 64 pp.
138. BUCK, A., and MATHER, K., Alkali-Silica Reaction in Concrete from Fontana Dam, North Carolina, Tennessee Valley Authority. USDEWES MP SL-86-9 (CTIAC Report No. 76), Vicksburg, MS, 1986, 33 pp.
139. ABRAHAM, T. J., and SLOAN, R. C., TVA Cuts Deep Slot in Dam, Ends Cracking Problem. Civil Engineering-ASCE, January 1978, pp. 67-70.
140. STARK, D., Alkali-Silica Reactivity in Stewart Mountain Dam. Eighth Annual USCOLD Lecture, Phoenix, AZ, January 1988.
141. NUSS, L. K., Strengthening of a Thin Arch Dam With Post Tensioned Anchors - Stewart Montain Dam, Arizona, USA. Eighth Annual USCOLD Lecture, Phoenix, AZ, January 1988.
142. Petrographic Examination of Concrete Cores from Stewart Mountain Dam. US Bureau of Reclamation Laboratory Reports No. Pet-63, April 14, 1944, and Pet-64 (supplement to Pet-63), July 22, 1944.

143. HICKEY, M. E., Exploration of Concrete Deterioration. Core Investigations, and Field Observations - Stewart Mountain Dam and Horse Mesa Dam - Salt River Project, Arizona - 1943-1948. C-646, US Bureau of Reclamation, Denver, CO, September 21, 1953, 66 pp.
144. POWERS, T. C., and STEINOUR, H. H., An Interpretation of Published Researchers on the Alkali-Aggregate Reaction, Part 1. The Chemical Reactions and Mechanism of Expansion. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 51, 1955, p. 497.
145. Development of a Stress Relief Method with a Three-Directional Borehole Deformation Gage. US Bureau of Reclamation Report REC-OCE 70-10, March 1970.
146. Field and Laboratory Tests for Safety of Dams Investigation at Salt River Project, Arizona. US Bureau of Reclamation Report REC-OCE-70-7, February 1970.
147. TARBOX, G. S., Report on the Condition and Safety of Stewart Mountain, Horse Mesa, and Mormon Flat Dams - Salt River Project. US Bureau of Reclamation, October 1968.
148. DUNSTAN, E. R., Stewart Mountain Dam - Concrete Core Investigations - 1977. US Bureau of Reclamation Report REC-ERC-79-14, Denver, CO, November 1979, 33 pp.
149. GAETO, T. A., Stewart Mountain Dam - Concrete Core Analysis - 1983. US Bureau of Reclamation Report REC-ERC-84-5, Denver, CO, May 1984, 33 pp.
150. Mactaquac Generating Station. 16th ICOLD Congress, San Francisco, CA, USA, 1988, Q. 62, R. 33.
151. THOMPSON, G. A., Construction Aspects of Slot Cutting in the Mactaquac Intake. Proceedings of the 20th Annual Acres Geotechnical Seminar, April 1989, Niagara Falls, Canada, 18 pp.
152. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete. ASTM C-618-89.
153. American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete. ASTM C-311-88.
154. OBERHILSTER, R. E., DAVIS, G., An Accelerated Method for Testing the Potential Alkali Reactivity of Siliceous Aggregates. Cement and Concrete Research, Vol. 16, 1986, pp. 181-189.
155. COLE, R. G., HORSWILL, P., Alkali-Silica Reaction : Val-de-la-Mare Dam, Jersey, Case History. Proc. Inst. Civ. Engrs. Part., 1988, 84, Dec., pp. 1237-1259.
156. OBERHOLSTER, R. E., Alkali-Aggregate Reaction in South Africa. Some Recent Developments in Research. 8th Int. Conf. on AAR, Kyoto, 1989, pp. 77-82.
157. The Institution of Structural Engineers. Structural Effects of Alkali-Silica Reaction. Interim Technical Guidance on Appraisal of Existing Structures. December 1988.
158. STARK, D., BHATTY, M. S. Y., Alkali-Silica Reactivity : Effect of Alkali in Aggregate on Expansion. ASTM STP 930 Alkalis in Concrete, 1986, pp. 16-30.

159. SIMS, G. P., EVANS, D. E., Alkali-Silica Reaction : Kamburu Spillway, Kenya, Case History. Proc. Instn. Civ. Engrs. Part. 1, 1988, 84, Dec., pp. 1213-1235.
160. ROWE, G. H., SMITH, L. M., FREITAG, S. A. and ST JOHN, D. A., Alkali-Aggregate Reaction in Taranaki Bridges. Report 89/A9401, Central Laboratories, Works and Development Services Corporation, Lower Hutt, New Zealand.
161. DOYLE, R. B., The Occurrence of Alkali Reactive Materials in the Lower Waikato River Sands and Rangatikei River Aggregates. Report 4-88/1, Central Laboratories, Works and Development Services Corporation, Lower Hutt, New Zealand.
162. BUCK, A. D., Alkali Reactivity of Strained Quartz as a Constituent of Concrete Aggregate. Cement, Concrete and Aggregate (ASTM) Journal, Vol. 5, no. 2, winter 1983, pp. 131-133.
163. SHAYAN, A., DIGGINS, R. G., IVANUSEC, I., WESTGATE, P. L., Accelerated Testing of Some Australian and Overseas Aggregates for Alkali-Aggregate Reactivity. Cement and Concrete Research, Vol. 18, 1988, pp. 843-851.
164. BARONIO, G., BERRA, M., BACHIORRINI, A., DEL MASTRO, A., MONTANARO, L., NEGRO, A., Infrared Spectroscopy in the Evaluation of Aggregates in ASR Deteriorated Concretes from Many Parts of the World : Comparison with Other Methods. 7th Int. Conf. on AAR, Ottawa, 1986, pp. 309-313.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : juin 1991
N° 15576
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>