

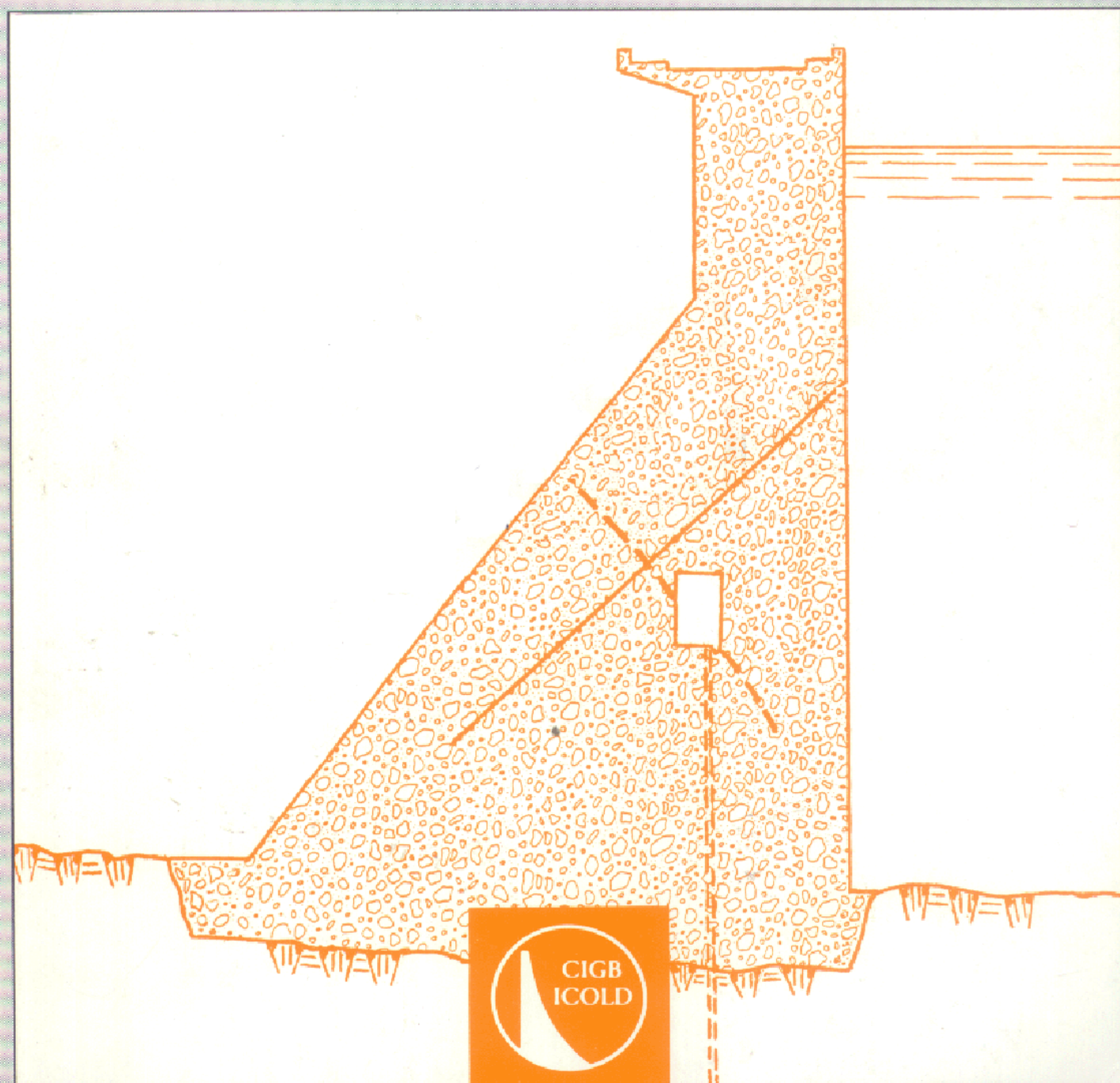
CONCRETE DAMS - CONTROL AND TREATMENT OF CRACKS

Review and case histories

BARRAGES EN BÉTON - CONTRÔLE ET TRAITEMENT DES FISSURES

Synthèse et exemples

Bulletin 107



1997

Original text in English
French translation by Y. Le May.

*Texte original en anglais
Traduction en français par Y. Le May.*

**COMMISSION INTERNATIONALE
DES
CONCRETE DAMS - CONTROL
AND TREATMENT OF CRACKS**
GRANDS BARRAGES
**151, Boulevard Haussmann
75008 PARIS**

Review and case histories

**BARRAGES EN BÉTON - CONTRÔLE
ET TRAITEMENT DES FISSURES**

Synthèse et exemples

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33) 01 53 75 16 52 - Télex : 641320 ICOLD F - Fax : (33) 01 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 CONCRETE FOR DAMS
COMITÉ DU BÉTON POUR BARRAGES (*)
(1991-1997)

Chairman/Président

USA/Etats-Unis J.R. Graham

Members/Membres

Australia/Australie M. Pegg

Austria/Autriche H. Ludescher

Brazil/Brésil W. Pacelli de Andrade

Canada/Canada J. Houde

China/Chine Un-designated/Non désigné

Croatia/Croatie V. Ukrainczyk

France/France J. Launay

Great Britain/Grande-Bretagne M.R.H. Dunstan

India/Inde B.J. Parmar

Iran/Iran M. E. Omran

Italy/Italie P. Bertacchi

Japan/Japon S. Nagataki

Norway/Norvège J. Pedersen

Portugal/Portugal E.F. Pimentel Machado

Russia/Russie A.D. Osipov

South Africa/Afrique du Sud P.A.C. Hallier

Spain/Espagne J.M. Gaztanaga

Sweden/Suède J. Alemo

(*) Membership in March, 1995.
Composition en mars 1995.

SOMMAIRE

- AVANT-PROPOS
1. CAUSES DE LA FISSURATION
 2. CONTRÔLE DES FISSURES
ET MESURES
D'AUSCULTATION
 3. TRAITEMENT DES FISSURES
ET RÉPARATIONS
 4. MOYENS D'ÉVITER
LES FISSURES
 5. EXEMPLES
 6. BIBLIOGRAPHIE

CONTENTS

- FOREWORD
1. CAUSES OF CRACKING
 2. CRACK CONTROL AND
MONITORING
 3. CRACK ACCOMODATION
AND REPAIR
 4. AVOIDANCE OF CRACKING
 5. CASE HISTORIES
 6. BIBLIOGRAPHY

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS.....	16
1. CAUSES DE LA FISSURATION.....	20
1.1. Introduction.....	20
1.2. Types de fissures.....	26
1.3. Fissuration thermique.....	44
1.3.1. Mécanisme.....	44
1.3.2. Confinement.....	44
1.3.3. Calcul de la température.....	46
1.3.4. Évaluation du risque de fissuration.....	48
1.4. Surcharges.....	48
1.5. Mouvements de la fondation.....	50
1.6. Fissuration due au retrait.....	50
1.6.1. Fissuration due au retrait hydraulique.....	50
1.6.2. Fissuration due au retrait plastique.....	54
1.6.3. Fissuration due à des tassements plastiques.....	54
1.7. Réactions chimiques.....	54
1.7.1. Alkali-réaction.....	54
1.7.2. Réactions avec les sulfates.....	56
1.7.3. Ettringite formée tardivement.....	56
1.7.4. Minéraux présentant une instabilité volumétrique.....	58
1.7.5. Corrosion.....	58
1.8. Gel-dégel.....	60
1.9. Autres fissures.....	60
1.9.1. Fissures dues au retrait plastique.....	60
1.10. Références.....	62
2. CONTRÔLE DES FISSURES ET MESURES D'AUSCULTATION.....	64
2.1. Forme, dimensions et emplacement des fissures.....	64
2.1.1. Définition d'une fissure.....	64
2.1.2. Fissures individuelles.....	64
2.1.3. Réseau de fissures.....	72
2.2. Relevé des fissures.....	74
2.2.1. Contrôle de la fissuration.....	74
2.2.2. Relevé des fissures en surface.....	74
2.2.3. Étendue de la fissuration.....	76
2.3. Époque de la fissuration.....	84

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	17
1. CAUSES OF CRACKING	21
1.1. Introduction	21
1.2. Types of cracks	27
1.3. Thermal cracking.....	45
1.3.1. Mechanism	45
1.3.2. Restraint	45
1.3.3. Calculation of temperature	47
1.3.4. Calculation of the risk of cracking.....	49
1.4. Excess loading.....	49
1.5. Foundation movements.....	51
1.6. Shrinkage cracking.....	51
1.6.1. Drying shrinkage cracking.....	51
1.6.2. Plastic shrinkage cracking	55
1.6.3. Plastic settlement cracking.....	55
1.7. Chemical reactions	55
1.7.1. Alkali-aggregate reaction.....	55
1.7.2. Sulphate reactions	57
1.7.3. Delayed ettringite.....	57
1.7.4. Volumetrically unstable minerals.....	59
1.7.5. Corrosion reactions	59
1.8. Freezing and thawing.....	61
1.9. Others	61
1.9.1. Plastic shrinkage cracks	61
1.10. References.....	62
2. CRACK CONTROL AND MONITORING	65
2.1. Form, size and location of crack	65
2.1.1. What is a crack ?.....	65
2.1.2. Individual cracks.....	65
2.1.3. Pattern cracks.....	73
2.2. Mapping of cracks	75
2.2.1. Cracking survey	75
2.2.2. Surface mapping	75
2.2.3. Extent of cracking	77
2.3. Time of cracking	85

2.4. Auscultation à long terme	86
2.5. Références.....	96
3. TRAITEMENT DES FISSURES ET RÉPARATIONS	98
3.1. Nécessité d'une réparation.....	98
3.2. Injections	100
3.2.1. Introduction	100
3.2.2. Préparation de l'injection	104
3.2.3. Choix des matériaux d'injection	106
3.2.4. Injection à base de ciment	110
3.2.5. Injection à base de résine	112
3.3. Précontrainte.....	116
3.3.1. Introduction	116
3.3.2. Conception et construction des dispositifs d'ancrage	118
3.3.3. Protection contre la corrosion	120
3.3.4. Auscultation	120
3.3.5. Réparation des barrages.....	122
3.3.6. Conclusion	124
3.4. Étanchement du parement amont.....	126
3.4.1. Béton.....	126
3.4.2. Béton projeté	126
3.4.3. Plaques d'acier	126
3.4.4. Géomembranes.....	128
3.4.5. Revêtement de surface	130
3.5. Autres méthodes de réparation	130
3.5.1. Réparations nécessitées par une réaction alcali-silice	132
3.5.2. Contreforts	132
3.5.3. Découpage de saignées	134
3.5.4. Aucune intervention	134
3.6. Contrôle des réparations	136
3.7. Références.....	138
4. MOYENS D'ÉVITER LES FISSURES	140
4.1. Types de barrages en béton.....	140
4.2. Matériaux	142
4.2.1. Type de ciment et dosage	142
4.2.2. Granulats	142
4.2.3. Retrait hydraulique	142
4.2.4. Réactions chimiques	144
4.2.5. Gel-dégel	148
4.3. Conception de l'ouvrage.....	148

2.4. Long-term monitoring	87
2.5. References.....	96
3. CRACK ACCOMODATION AND REPAIR.....	99
3.1. Need for repair	99
3.2. Grouting	101
3.2.1. Introduction	101
3.2.2. Preparation for grouting.....	105
3.2.3. Selection of grout materials	107
3.2.4. Cementitious grouting	111
3.2.5. Resin grouting.....	113
3.3. Post-tensioning	117
3.3.1. Introduction	117
3.3.2. Design and construction of anchorage systems	119
3.3.3. Corrosion protection.....	121
3.3.4. Instrumentation and monitoring	121
3.3.5. Repair of dams.....	123
3.3.6. Conclusion.....	125
3.4. Waterproofing of upstream face.....	127
3.4.1. Concrete	127
3.4.2. Shotcrete.....	127
3.4.3. Steel plates	127
3.4.4. Geo-membranes	129
3.4.5. Surface coatings.....	131
3.5. Other methods of repair	131
3.5.1. ASR trimming.....	133
3.5.2. Buttressing.....	133
3.5.3. Cutting slots	135
3.5.4. No action	135
3.6. Monitoring repairs.....	137
3.7. References.....	138
4. AVOIDANCE OF CRACKING	141
4.1. Forms of concrete dams.....	141
4.2. Materials.....	143
4.2.1. Cement content and type	143
4.2.2. Aggregates.....	143
4.2.3. Drying shrinkage	143
4.2.4. Chemical reactions	145
4.2.5. Freezing and thawing	149
4.3. Structural design.....	149

4.4.	Maîtrise de la température	152
4.4.1.	Refroidissement des matériaux avant malaxage	152
4.4.2.	Refroidissement des matériaux du béton au cours du malaxage	158
4.4.3.	Refroidissement après mise en place du béton.....	160
4.4.4.	Isolation thermique.....	160
4.4.5.	Spécifications de mise en place du béton	160
4.5.	Joints	162
4.5.1.	Joints de contraction	162
4.5.2.	Joints de construction	164
4.6.	Méthodes de construction	164
4.6.1.	Préparation et malaxage.....	164
4.6.2.	Maniabilité	164
4.6.3.	Cure.....	166
4.6.4.	Fissuration due au retrait plastique.....	166
4.6.5.	Fissuration due à des tassements plastiques.....	166
4.6.6.	Vibration du béton récemment mis en place	166
4.6.7.	Maîtrise des fissures au cours de la construction.....	170
4.7.	Références.....	172
5.	EXEMPLES	174
5.1.	Réparations de fissures résultant de contraintes d'origine structurale - Barrage de Kolnbrein, Autriche	174
5.1.1.	Description du barrage	174
5.1.2.	Premiers problèmes et réparations	174
5.1.3.	Problèmes ultérieurs	176
5.1.4.	Réparations	178
5.1.5.	Comportement.....	182
5.1.6.	Références.....	182
5.2.	Réparations de fissures d'origine thermique - Barrage Upper Stillwater, États-Unis.....	184
5.2.1.	Description du barrage	184
5.2.2.	Conception	184
5.2.3.	Construction.....	186
5.2.4.	Formation de fissures.....	186
5.2.5.	Réparation initiale des fissures.....	186
5.2.6.	Deuxième réparation des fissures	190
5.2.7.	Comportement.....	192
5.2.8.	Références.....	192
5.3.	Stabilisation de fissures au moyen de précontrainte - Barrage de Mullardoch, Royaume-Uni.....	192
5.3.1.	Description du barrage	192
5.3.2.	Problèmes	194

4.4.	Thermal control	153
4.4.1.	Pre-cooling materials	153
4.4.2.	Cooling concrete materials during mixing.....	159
4.4.3.	Post-cooling.....	161
4.4.4.	Insulation.....	161
4.4.5.	Imposing specific placing conditions.....	161
4.5.	Joints	163
4.5.1.	Contraction joints.....	163
4.5.2.	Construction joints	165
4.6.	Construction practices	165
4.6.1.	Handling and batching.....	165
4.6.2.	Workability	165
4.6.3.	Curing	167
4.6.4.	Plastic shrinkage cracking.....	167
4.6.5.	Plastic settlement cracking.....	167
4.6.6.	Vibration of freshly-placed concrete.....	167
4.6.7.	Crack control during construction.....	171
4.7.	References.....	172
5.	CASE HISTORIES.....	175
5.1.	Remedial works to cracks caused by structural stress - Kölnbrein Dam, Austria.....	175
5.1.1.	Description of dam.....	175
5.1.2.	Early problems and remedial works	175
5.1.3.	Further problems.....	177
5.1.4.	Remedial works	179
5.1.5.	Performance	183
5.1.6.	References.....	183
5.2.	Remedial works to cracks caused by thermal stress - Upper Stillwater Dam, USA.....	185
5.2.1.	Description of dam.....	185
5.2.2.	Design	185
5.2.3.	Construction.....	187
5.2.4.	Crack formation.....	187
5.2.5.	Initial crack repair	187
5.2.6.	Second crack repair.....	191
5.2.7.	Performance	193
5.2.8.	References.....	193
5.3.	Stabilisation of cracking by post-tensioning - Mullardoch Dam, UK.....	193
5.3.1.	Description of dam.....	193
5.3.2.	Problems.....	195

5.3.3.	Analyse des problèmes	196
5.3.4.	Réparations	196
5.3.5.	Comportement.....	198
5.3.6.	Références.....	202
5.4.	Auto-colmatage de fissures - Barrage de Blackwater, Royaume-Uni.....	202
5.4.1.	Description du barrage	202
5.4.2.	Construction.....	202
5.4.3.	Problèmes.....	206
5.4.4.	Solutions	206
5.4.5.	Comportement.....	210
5.4.6.	Références.....	210
5.5.	Réparation de dégâts causés par un séisme - Barrage de Koyna, Inde	210
5.5.1.	Description du barrage	210
5.5.2.	Séisme de décembre 1967.....	214
5.5.3.	Analyse et interprétation.....	216
5.5.4.	Mesures correctives.....	218
5.6.	Traitement de fissures causées par une réaction alcali-silice - Évacuateur de crue du barrage de Kamburu, Kenya.....	222
5.6.1.	Description du barrage	222
5.6.2.	Problèmes.....	224
5.6.3.	Réparations	228
5.6.4.	Comportement.....	228
5.6.5.	Références.....	228
5.7.	Étanchement du parement amont - Barrage de Pracana, Portugal	230
5.7.1.	Description du barrage	230
5.7.2.	Problèmes.....	230
5.7.3.	Réparations	230
5.7.4.	Bibliographie.....	238
5.8.	Injection à base de résine dans des fissures - Barrage de Zillergründl, Autriche	238
5.8.1.	Description du barrage	238
5.8.2.	Problèmes.....	240
5.8.3.	Réparations	240
5.8.4.	Comportement.....	244
5.8.5.	Références.....	244
5.9.	Réparations de fissures causées par une expansion du béton - Barrage de Fontana, États-Unis	246
5.9.1.	Description du barrage	246
5.9.2.	Le problème	246
5.9.3.	Mesures correctives et comportement	248
5.9.4.	Appareils de mesure et résultats	250
5.9.5.	Conclusions et recommandations	254
5.9.6.	Bibliographie.....	256
6.	BIBLIOGRAPHIE	258

5.3.3.	Analysis of problems.....	197
5.3.4.	Remedial works	197
5.3.5.	Performance.....	199
5.3.6.	References.....	203
5.4.	Self-sealing of cracks - Blackwater Dam, UK.....	203
5.4.1.	Description of dam.....	203
5.4.2.	Construction.....	203
5.4.3.	The problems	207
5.4.4.	Solutions	207
5.4.5.	Performance.....	211
5.4.6.	References.....	211
5.5.	Remedial works to damage caused by an earthquake - Koyna Dam, India	211
5.5.1.	Description of dam.....	211
5.5.2.	Earthquake of December 1967.....	215
5.5.3.	Analysis and interpretation.....	217
5.5.4.	Remedial measures	219
5.6.	Treatment of cracks caused by alkali-silica reaction - Kamburu Dam spillway, Kenya.....	223
5.6.1.	Description of dam.....	223
5.6.2.	Problems.....	225
5.6.3.	Remedial works.....	229
5.6.4.	Performance.....	229
5.6.5.	References.....	229
5.7.	Upstream face waterproofing - Pracana Dam, Portugal	231
5.7.1.	Description of dam.....	231
5.7.2.	Problems.....	231
5.7.3.	Remedial works	231
5.7.4.	Bibliography.....	239
5.8.	Resin grouting of cracks - Zillergündl Dam, Austria.....	239
5.8.1.	Description of dam.....	239
5.8.2.	Problems.....	241
5.8.3.	Remedial works.....	241
5.8.4.	Performance.....	245
5.8.5.	References.....	245
5.9.	Remedial works to cracking caused by concrete growth - Fontana Dam, USA	247
5.9.1.	Description of dam.....	247
5.9.2.	The problem.....	247
5.9.3.	Remedial measures and performance.....	249
5.9.4.	Instrumentation and measurements.....	251
5.9.5.	Conclusions and recommendations.....	255
5.9.6.	Bibliography.....	257
6.	BIBLIOGRAPHY	258

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1 – Diagramme schématique de l'étude de la fissuration du béton des barrages
- Fig. 2 – Fissures causées par des tassements plastiques
- Fig. 3 – Fissures dues à des tassements du coffrage
- Fig. 4 – Fissures causées par un retrait plastique
- Fig. 5 – Micro-fissuration
- Fig. 6 – Craquelure (faïençage)
- Fig. 7 – Fissures causées par des contraintes thermiques
- Fig. 8 – Fissures dues au retrait hydraulique
- Fig. 9 – Fissures à l'ancrage des tirants dans du béton précontraint
- Fig. 10 – Fissures dues à des surcharges
- Fig. 11 – Fissures dues à la corrosion
- Fig. 12 – Fissures résultant de la déformation de la fondation
- Fig. 13 – Fissures dues à l'alcali-réaction
- Fig. 14 – Photographie de fissures, d'origine thermique, injectées
- Fig. 15 – Réseau caractéristique de fissures dans un barrage à contreforts
- Fig. 16 – Reconstitution tridimensionnelle d'une fissure en utilisant les techniques modernes en forage
- Fig. 17 – Diagraphie sonique dans un forage sur un appui de barrage
- Fig. 18 – Fissuromètre uniaxial
- Fig. 19 – Fissuromètre biaxial
- Fig. 20 – Mesures au moyen d'un micromètre coulissant
- Fig. 21 – Injectabilité des coulis dans les sols, basée sur la granulométrie des sables et des graviers
- Fig. 22 – Limite d'injectabilité des coulis dans les sols, basée sur la perméabilité des sables et des graviers
- Fig. 23 – Refroidissement des granulats fins au moyen d'une centrifugeuse
- Fig. 24 – Effets des températures du béton et de l'air, de l'humidité relative et de la vitesse du vent sur le taux d'évaporation d'eau de surface d'un béton
- Fig. 25 – Élévation et coupe transversale du barrage de Kölnbrein
- Fig. 26 – Vue en plan et coupe transversale du barrage de Kölnbrein, indiquant l'emplacement des fissures
- Fig. 27 – Coupe transversale centrale de l'ouvrage d'appui du barrage de Kölnbrein
-

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1 – Schematic drawing of the assessment of cracking of concrete for dams
- Fig. 2 – Sketch of cracks caused by plastic settlement
- Fig. 3 – Sketch of cracks due to formwork settlement
- Fig. 4 – Sketch of cracks caused by plastic shrinkage
- Fig. 5 – Sketch of micro-cracking
- Fig. 6 – Sketch of crazing
- Fig. 7 – Sketch of cracks caused by thermal stresses
- Fig. 8 – Sketch of cracks caused by drying shrinkage
- Fig. 9 – Sketch of cracks at anchorages of pre-stressed concrete
- Fig. 10 – Sketch of cracks caused by excess loading
- Fig. 11 – Sketch of cracks caused by corrosion
- Fig. 12 – Sketch of cracks caused by ground deformation
- Fig. 13 – Sketch of cracks caused by alkali-aggregate reaction
- Fig. 14 – Photograph of grouted thermal cracks
- Fig. 15 – Typical crack pattern in a buttress dam
- Fig. 16 – Three-dimensional reconstruction of a crack using modern borehole techniques
- Fig. 17 – Sonic logging in a borehole on a dam abutment
- Fig. 18 – Uni-axial crack meter
- Fig. 19 – Bi-axial crack meter
- Fig. 20 – Measurements with a sliding micro-meter
- Fig. 21 – Injectability of grouts into soils based on sand and gravel particle size
- Fig. 22 – Limit of injectability of grouts into soils based on the permeability of sands and gravels
- Fig. 23 – Cooling of fine aggregate using a centrifuge
- Fig. 24 – Effect of concrete and air temperatures, relative humidity and wind velocity on the rate of evaporation of surface moisture from concrete
- Fig. 25 – Elevation and cross-section of Kölnbrein Dam
- Fig. 26 – Plan and cross-section of Kölnbrein Dam showing extent of cracks
- Fig. 27 – Central cross-section of Kölnbrein support dam

- Fig. 28 – Coupe longitudinale de l'ouvrage d'appui du barrage de Kölnbrein
- Fig. 29 – Coupe transversale montrant la méthode utilisée pour la première injection au barrage Upper Stillwater
- Fig. 30 – Coupe transversale montrant la méthode utilisée pour la deuxième injection au barrage Upper Stillwater
- Fig. 31 – Disposition générale du barrage de Mullardoch
- Fig. 32 – Fuites avant et après la précontrainte du barrage de Mullardoch
- Fig. 33 – Coupes transversales du barrage de Blackwater
- Fig. 34 – Élévation aval du barrage de Blackwater indiquant l'emplacement des fissures
- Fig. 35 – Coupes de la section non déversante du barrage de Koyna, indiquant la disposition des câbles de précontrainte
- Fig. 36 – Section modifiée du barrage de Koyna
- Fig. 37 – Coupe transversale et élévation amont de l'évacuateur de crue du barrage de Kamburu
- Fig. 38 – Coupe transversale du barrage de Pracana montrant l'étanchement
- Fig. 39 – Détails des profilés verticaux d'ancrage et de drainage
- Fig. 40 – Détails des fixations aux extrémités de la membrane étanche
- Fig. 41 – Coupe transversale type du barrage de Zillergründl
- Fig. 42 – Coupe longitudinale aval du barrage de Zillergründl
- Fig. 43 – Coupe transversale du barrage de Zillergründl indiquant l'emplacement de la fissure
- Fig. 44 – Coupe transversale type d'un plot fissuré du barrage de Fontana
- Fig. 45 – Vue en plan du barrage de Fontana montrant les joints de contraction longitudinaux, les plots affectés par la fissuration et l'emplacement de la saignée transversale d'expansion
- Fig. 46 – Coupe transversale du barrage de Fontana au droit de la saignée
- Fig. 47 – Fermeture de la saignée dans le temps au barrage de Fontana – Galerie à la cote 1 715 pieds

Tableau 1 – Différents types de fissures dans le béton

Tableau 2 – Avantages et inconvénients des diverses méthodes de détection de fissures dans les barrages en béton

Tableau 3 – Avantages et inconvénients des diverses méthodes d'auscultation, en surface, des fissures dans les barrages en béton

Tableau 4 – Avantages et inconvénients des diverses méthodes d'auscultation, en profondeur, des fissures dans les barrages en béton

Tableau 5 – Guide pour déterminer les conditions d'exposition aux sulfates

Tableau 6 – Limites de vibration pour un béton récemment mis en place

- Fig. 28 – Longitudinal section of Kölnbrein support dam
- Fig. 29 – Cross-section showing first grouting method at Upper Stillwater Dam
- Fig. 30 – Cross-section showing second grouting method at Upper Stillwater Dam
- Fig. 31 – General arrangement of Mullardoch Dam
- Fig. 32 – Leakage before and after post-tensioning of Mullardoch Dam
- Fig. 33 – Cross-sections of Blackwater Dam
- Fig. 34 – Downstream elevation of Blackwater Dam showing location of cracks
- Fig. 35 – Cross-sections of Koyna non-spillway section showing arrangement of cables
- Fig. 36 – Modified section of Koyna Dam
- Fig. 37 – Cross-section and upstream elevation of Kamburu Dam spillway
- Fig. 38 – Cross-section of Pracana Dam showing waterproofing
- Fig. 39 – Detail of vertical anchorage and drainage profiles
- Fig. 40 – Detail of seals at edges of waterproof membrane
- Fig. 41 – Typical cross-section of Zillergründl Dam
- Fig. 42 – Downstream longitudinal section of Zillergründl Dam
- Fig. 43 – Cross-section of Zillergründl Dam showing location of typical crack
- Fig. 44 – Typical cross-section through a cracked monolith at Fontana Dam
- Fig. 45 – Plan of Fontana Dam showing longitudinal contraction joints, monoliths affected by cracking and location of the transverse expansion slot
- Fig. 46 – Cross-section through Fontana Dam at location of slot
- Fig. 47 – Closure of slot with time at Fontana Dam – 1 715 gallery
- Table 1 – Different forms of cracks in concrete
- Table 2 – Advantages and disadvantages of various methods of mapping cracks in concrete dams
- Table 3 – Advantages and disadvantages of various methods of surface monitoring of cracks in concrete dams
- Table 4 – Advantages and disadvantages of various methods of in-depth monitoring of cracks in concrete dams
- Table 5 – Guide for determining sulphate exposure conditions
- Table 6 – Vibration limits for freshly-placed concrete
-

AVANT-PROPOS

La fissuration susceptible de survenir dans les barrages en béton peut présenter divers degrés de gravité, allant d'une fissuration mineure de surface à une dégradation sérieuse. Par exemple, une fissuration capillaire peut se produire au cours de la cure et du retrait hydraulique sans affecter la sécurité, l'aspect ou la pérennité de l'ouvrage. Par contre, des fissures ouvertes, des fissures avec décrochement et des fissures qui s'entrecroisent et/ou s'étendent en profondeur peuvent présenter un danger et doivent retenir toute l'attention du projeteur, du constructeur et de l'exploitant. De telles fissures sérieuses résultent d'une ou plusieurs causes : mauvaise conception ou défauts de construction, compte tenu des conditions existantes ; charges de service excessives conduisant à des contraintes élevées dans le béton ; déformations de l'ouvrage ; réactions chimiques dues à un mauvais choix des constituants du béton. Lorsque les contraintes, d'origine interne ou externe, dépassent la résistance du béton, une fissuration se produira vraisemblablement. Si aucune mesure n'est prise pour lutter contre cette fissuration, celle-ci peut dangereusement affecter l'aspect, l'exploitation et, dans certains cas, la sécurité de l'ouvrage.

Fort heureusement, la technologie du béton a fait de grands progrès et les connaissances actuellement disponibles à travers le monde apportent une aide précieuse aux projeteurs et constructeurs de barrages dans leurs efforts à réduire le risque de fissuration grave dans les barrages. Si une fissuration se produit, une technologie avancée est également à la disposition des spécialistes appelés à réparer l'ouvrage et à le rétablir dans les conditions normales d'exploitation prévues lors du projet. Malheureusement, une telle technologie n'est pas facilement accessible à ceux qui en ont le plus besoin.

En 1991, la Commission Internationale des Grands Barrages chargea le Comité du Béton pour Barrages d'établir un Bulletin consacré au contrôle, au traitement et à la réparation des fissures dans le béton des barrages. Un groupe de travail de ce Comité fut constitué pour préparer le Bulletin. Ce groupe de travail, présidé par Dr. Malcolm Dunstan (Grande-Bretagne), comprenait un représentant de chacun des Comités du Canada, d'Italie, d'Afrique du Sud, de Suède et des États-Unis.

Ce Bulletin traite des causes et du contrôle de la fissuration dans les barrages en béton, des méthodes d'auscultation des fissures, des techniques de traitement et de réparation des fissures. Il donne également des recommandations sur les moyens d'éviter la fissuration dans les barrages en béton. Le Bulletin contient un certain nombre d'exemples provenant de divers pays à travers le monde et concernant le traitement et les mesures de réhabilitation des barrages affectés par une grave fissuration. Le texte final du Bulletin fut approuvé par la Commission Internationale des Grands Barrages lors de la 63^e Réunion Exécutive (Oslo, Norvège, 1995).

J. R. Graham
Président du Comité
du Béton pour Barrages

FOREWORD

The cracking that may occur in concrete dams can range from very minor surface conditions to serious degradation. For example, minor hair-line cracking that can occur during curing and drying may never threaten the safety, appearance or maintenance of the structure. On the contrary, open cracks, cracks with offsets, and cracks that interconnect and/or extend deep into the structure, may be serious in nature and should be of considerable concern to the designer, constructor, and operator. Such serious cracking may be due to one or more factors including improper design or construction for the existing conditions, excessive live loads causing high stresses in the concrete, structural displacements, and chemical reactions caused by improperly-selected concrete constituents. When innate, or applied, stresses in concrete exceed the strength of the material itself, cracking will likely occur. Such cracking, if allowed to continue, can adversely affect the appearance, functionality and in some cases the structural adequacy of the facility.

Fortunately, a great amount of advanced concrete technology is available throughout the World that can aid design and construction engineers in their efforts to minimise the possibility of serious concrete cracking in dams. If cracking occurs in the structure, technology is also available to specialists who are called upon to repair the structure and bring it to its full design capability. Unfortunately, much of the technology on the subject of cracking is not readily available to those who most need it.

In 1991, the International Commission on Large Dams directed that its Technical Committee on Concrete for Dams undertake the preparation of a Bulletin that would provide a comprehensive treatise on the control, accommodation and repair of cracks in the concrete in dams. A team from this Committee was appointed to draft the Bulletin. This team, under the direct leadership of Dr. Malcolm Dunstan, Great Britain, included a representative from each of Canada, Italy, South Africa, Sweden and the United States.

This Bulletin addresses the causes and control of cracking in concrete, techniques for monitoring such cracks, and actions available for accommodating and repairing cracks. Guidance also is provided on how to avoid cracking in concrete dams. A series of case histories from around the World on the care and rehabilitation of dams affected by serious cracking is also included. The final text was approved by the International Commission on Large Dams at the 63rd Executive Meeting (Oslo, Norway, 1995).

J. R. Graham
Chairman, Committee on
Concrete for Dams

REMERCIEMENTS

Ce Bulletin a été préparé par le Comité du Béton pour Barrages, dont le Président est J.R. Graham (États-Unis). Le Sous-Comité de rédaction, présidé par Dr. M.R.H. Dunstan (Royaume-Uni), comprenait J. Alemo (Suède), Dr. P. Bertacchi (Italie), P.A.C. Hallier (Afrique du Sud) et Dr. J. Houde (Canada). A partir de mai 1994, Dr. T. Liu (États-Unis) remplaça Dr. Houde ayant dû quitter le Sous-Comité pour raisons de santé. La répartition des tâches a été la suivante :

- Chapitre 1 : coordinateur : Comité Suédois ; préparé par J. Alemo.

- Chapitre 2 : coordinateur : Comité Italien ; contributions présentées par Dr. P. Bertacchi, R. Paolina et M. Superbo.

- Chapitre 3 : coordinateur : Comité Britannique ; contributions présentées par D. Evans, Dr. P. Mason, R. Harold-Barry, D. Palmer, E. Price et N. Sandilands.

- Chapitre 4 : coordinateur : Comités des États-Unis et de l'Afrique du Sud ; contributions présentées par Dr. T. Liu et H. Boggs (États-Unis), J. Geringer (Afrique du Sud) et T. Read (Royaume-Uni).

- Chapitres 5 et 6 : coordinateur : Dr. M.R.H. Dunstan ; exemples présentés par des ingénieurs de divers pays.

ACKNOWLEDGEMENTS

This Bulletin was drafted under the auspices of the ICOLD Committee on Concrete for Dams. The Chairman of the Committee is J.R. Graham of the USA. The drafting sub-Committee was Dr M.R.H. Dunstan (Chairman) of the UK, J. Alemo of Sweden, Dr P. Bertacchi of Italy, P.A.C. Hallier of South Africa and Dr J. Houde of Canada. Dr T. Liu of the USA joined the sub-Committee from May 1994, when Dr Houde retired due to ill health.

– Section 1 was co-ordinated by the Swedish ICOLD Committee and drafted by Mr J. Alemo,

– Section 2 was co-ordinated by the Italian Committee with contributions by Dr P. Bertacchi, Mr Paolina and Mr Superbo.

– Section 3 was co-ordinated by the British Committee with contributions by Mr D. Evans, Dr P. Mason, Mr R. Harold-Barry, Mr D. Palmer, Mr E. Price and Mr N. Sandilands.

– Section 4 was co-ordinated by the American and South African Committees with contributions by Dr T. Liu and Mr H. Boggs of the USA, Mr J. Geringer of South Africa and Mr T. Read of the UK.

– Sections 5 and 6 were co-ordinated by Dr M.R.H. Dunstan and the Case Histories were contributed by many engineers (acknowledged for each Case History).

1. CAUSES DE LA FISSURATION

1.1. INTRODUCTION

La plupart des ouvrages en béton présentent une fissuration plus ou moins importante. Cependant, pour certaines parties d'ouvrages particuliers, tels que les barrages, il importe qu'il n'y ait pas de fissures dangereuses. La réalisation de cet objectif nécessitant souvent des efforts et de l'argent, il y a donc lieu de bien définir ces parties d'ouvrage nécessitant une grande attention. Le coût à prévoir pour l'obtention d'un ouvrage exempt de fissures doit également être comparé au coût et à la pérennité d'une réparation.

La fissuration peut affecter la fonction, la durabilité et l'aspect d'un ouvrage. Les fuites constituent la cause la plus courante de réduction de la durée de vie utile des barrages en béton. La fissuration est l'une des principales causes des fuites. Aussi importe-t-il que toutes les mesures soient prises pour éviter la fissuration des parties d'ouvrages exposées à des charges d'eau élevées. Le risque de fissuration doit être pris en compte au cours de la phase de projet, lors de l'étude de la composition du béton, et au cours de la construction et de l'exploitation du barrage. La fissuration peut survenir au cours de l'une ou plusieurs de ces phases.

Au cours de la phase de projet, on doit, entre autres, porter attention aux points suivants :

- joints;
- programme de construction;
- chaleur d'hydratation;
- dimension des levées de bétonnage;
- confinement;
- changement de section;
- tassements et mouvements éventuels de l'ouvrage environnant;
- tassements éventuels de la fondation;
- température.

Les facteurs importants intervenant dans la composition du béton sont :

- type et quantité de liant (par exemple, ciment Portland et pouzzolanes);
- type, dimension maximale et granulométrie des granulats;
- quantité d'eau;
- type des adjuvants.

Au cours de la construction, les facteurs suivants peuvent influencer sur le risque de fissuration :

- température initiale du béton,
- refroidissement ou réchauffement du béton dans le barrage;

1. CAUSES OF CRACKING

1.1. INTRODUCTION

Most concrete structures will have minor cracking. However, for some parts of particular structures, such as dams, it is important that they are free from deleterious cracks. Sometimes both effort and money need to be spent to achieve this goal; it is therefore important that those parts of the structure needing attention be clearly defined. The cost of obtaining a crack-free structure must also be compared with the cost of repair and the long-term durability of that repair.

Cracking can affect the function, durability and appearance of the structure. The most common reason for the reduction of the useful life of concrete dams is leakage. One of the main causes of leakage is cracking. Therefore it is important that all steps are taken to avoid cracks in parts of structures exposed to high water pressure. The risk of cracking must be taken into account during the design phase, in the design of the composition of the concrete, and during the construction and operation of the dam. Cracking can occur due to problems in one or more of these phases.

Among other things, during the design phase, attention must be paid to :

- joints;
- order of construction;
- heat of hydration;
- size of concrete placements;
- restraint;
- changes of section;
- possible settlements and movements of the surrounding structure;
- possible settlements of the foundation;
- temperature.

Important factors for the concrete composition are :

- type and amount of cementitious material (i.e. Portland cement and pozzolans);
- type, maximum size and grading of the aggregate;
- amount of water;
- type of admixtures.

During construction, the following factors can affect the risk of cracking :

- initial temperature of concrete;
- cooling or heating of the concrete in the dam;

- vitesse de bétonnage;
- gradients de température aux interfaces, entre nouveau et ancien bétons, nouveau béton et fondations, et nouveau béton et atmosphère;
 - compactage et revibration;
 - dimension et épaisseur des levées;
 - programme de bétonnage et intervalle de temps entre levées;
 - cure et isolation thermique;
- type de coffrage, mouvement non prévu du coffrage, et moment du décoffrage;
- température des ouvrages environnants et de la fondation;
- température de l'air et vitesse du vent.

Au cours de l'exploitation, la fissuration peut être due aux causes suivantes :

- charge d'eau;
- vitesse de remplissage de la retenue;
- sous-pression;
- refroidissement par l'eau de la retenue;
- tassement des fondations;
- eau agressive;
- alcali-réaction;
- gel-dégel;
- action de la glace;
- action des séismes;
- mouvements géophysiques des versants de la vallée et du lit;
- charges thermiques.

La méthode globale d'étude des fissures dans les barrages en béton est indiquée sur la Fig. 1 [1.1.] (*). Au cours de la conception et du projet d'un barrage (*indice 1*), on doit prendre des décisions sur les matériaux à utiliser (par exemple, granulats et liants), et donc sur les propriétés des matériaux (*indice 2*), ainsi que sur les méthodes de construction (par exemple, refroidissement du béton - *indice 3*), et pas uniquement sur le projet du barrage au sens étroit du terme (par exemple, forme exacte du barrage). Tous ces aspects réagissent entre eux et définissent le projet du barrage au sens large du terme (*indice 4*).

On peut constater que :

- les charges externes (*indice 5*) définissent les forces (*indice 6*) agissant sur le barrage ;

(*) Les chiffres entre crochets renvoient à la liste des références de chaque chapitre.

- speed of placement;
- temperature gradients at interfaces, between new and old concrete, new concrete and foundations and new concrete and the atmosphere;
- compaction and re-vibration;
- size and height of lifts;
- order of placing and time between placing lifts;
- curing and insulation;
- type of formwork, unplanned movement of the formwork and time of striking of the formwork;
- temperature of surrounding structures and foundation;
- air temperature and wind speed.

During operation, possible causes of cracking are :

- hydraulic loads;
- rate of impounding;
- uplift;
- cooling by reservoir water;
- settlement of foundations;
- aggressive water;
- alkali-aggregate reaction;
- freezing and thawing;
- ice action;
- seismic action;
- geophysical movements of the valley slopes and bed;
- thermal loads.

The overall process of assessment of cracks in concrete dams is shown in Fig. 1 [1.1.] (*). During the design of a dam (*point 1*), decisions have to be made regarding the materials to be used (e.g. aggregates and cementitious materials) and therefore on the corresponding material properties (*point 2*), as well as on the construction procedures (e.g. cooling of the concrete - *point 3*) and not only on the design of the dam itself in the narrow sense (e.g. the exact shape of the dam). All these aspects interact with each other and define the design of the dam in the broad sense (*point 4*).

It can be seen that :

- external forces (*point 5*) define the forces (*point 6*) acting on the dam;

(*) Numbers between brackets refer to references of each chapter.

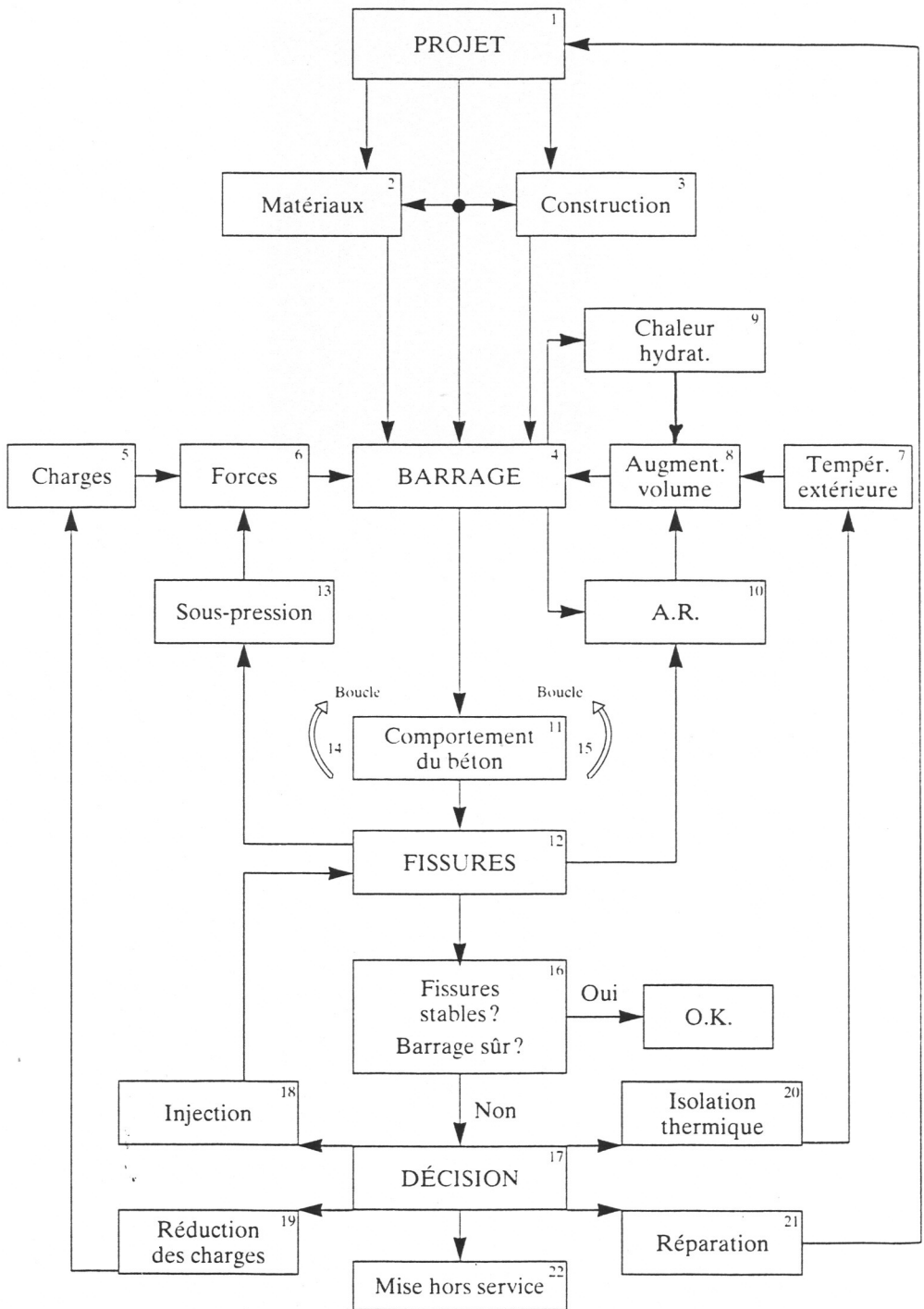


Fig. 1

Diagramme schématique de l'étude de la fissuration du béton des barrages

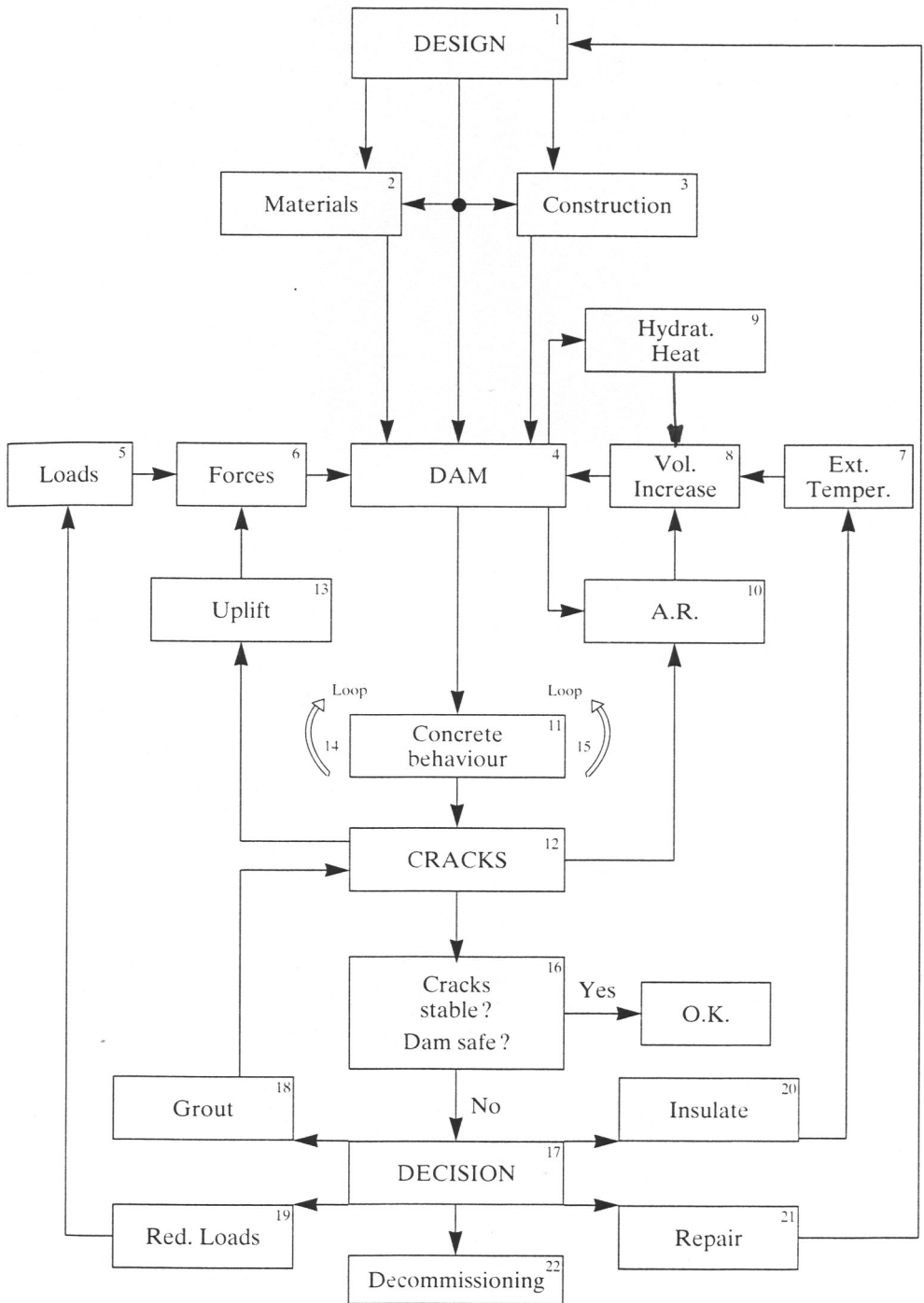


Fig. 1

Schematic drawing of the assessment of cracking of concrete for dams

- la température extérieure (*indice 7*) influera sur les conditions thermiques dans le corps du barrage et, par conséquent, sur la variation de volume du béton (*indice 8*);
- la chaleur d'hydratation du liant (*indice 9*) influera sur les conditions thermiques internes et produira des changements de volume;
- une augmentation de volume du béton peut se manifester ultérieurement, par exemple, par alcali-réaction (*indice 10*).

Les propriétés physiques réelles du béton (*indice 11*) détermineront si le barrage projeté risque de se fissurer lorsqu'il sera soumis aux charges réelles externes et internes, et, dans l'affirmative, jusqu'à quelle étendue (*indice 12*).

Toutes fissures dans le corps du barrage peuvent modifier les forces agissant sur le barrage (par exemple, sous-pression) (*indice 13*) ou entraîner parfois un changement de volume (par exemple, en alimentant en eau une alcali-réaction éventuelle ou déjà en cours).

De cette façon, deux boucles sont créées, pouvant conduire à des situations instables (*indices 14 et 15*). Si des fissures surviennent dans un barrage en béton, on doit vérifier si le barrage est stable ou non, et s'il présente une sécurité acceptable (*indice 16*). Les résultats de ces études fourniront suffisamment d'informations pour prendre des décisions (*indice 17*).

Si le barrage présente des coefficients de sécurité satisfaisants, aucune mesure n'est nécessaire. Dans le cas contraire, un certain nombre de mesures seront examinées en détail. Celles-ci, variables d'un cas à l'autre, peuvent comprendre :

- une simple injection des fissures pour restaurer l'intégrité de l'ouvrage (*indice 18*);
- une réduction des charges agissant sur l'ouvrage (par exemple, en abaissant le niveau d'eau) (*indice 19*);
- une réduction des charges thermiques (par exemple, au moyen d'une isolation thermique du barrage) (*indice 20*);
- une réparation du barrage, en modifiant en quelque sorte le projet (*indice 21*);
- ou, dans le cas extrême, une mise hors service du barrage (*indice 22*).

1.2. TYPES DE FISSURES

Les différents types de fissures susceptibles de se manifester dans les ouvrages en béton sont indiqués dans le Tableau 1 [1.2.]. L'époque de la fissuration peut contribuer à déterminer la cause des fissures.

Des croquis de diverses formes de fissure sont indiqués sur les Fig. 2 à 13. Plusieurs facteurs peuvent se combiner pour former une fissure (bien que toutes les fissures résultent essentiellement de contraintes de traction). Une fissure apparaissant ultérieurement peut avoir été amorcée plus tôt par une cause différente.

Les fissures parallèles aux armatures sont les moins acceptables dans le béton armé pour des raisons de durabilité et de résistance.

- the external temperature (*point 7*) will influence the thermal conditions in the dam body and consequently the variation of the volume of the concrete (*point 8*);
- the heat of hydration of the cementitious material (*point 9*) will affect the internal thermal conditions and produce volume changes;
- a volume increase of the concrete can further be caused by for example alkali-aggregate reaction (*point 10*).

The actual physical properties of the concrete (*point 11*) will determine whether the designed dam will eventually crack when subjected to the actual external and internal loads and if so to what extent (*point 12*).

Any cracks in the dam body may modify the forces acting on the dam (e.g. uplift) (*point 13*) or possibly also influence some volume change (e.g. by feeding with water a possible or an already on-going alkali aggregate reaction).

In this way two loops are created that could possibly lead to unstable situations (*points 14 and 15*). If cracks do occur in a concrete dam, it has to be determined whether the dam will be stable or not and whether the dam will eventually be safe (*point 16*). The results of these investigations should provide sufficient information on which decisions can be made (*point 17*).

If the dam has adequate Factors of Safety, no measures need to be taken. However if the Factors of Safety are inadequate, a number of options will have to be considered in more detail. These will vary from case to case but could include the following :

- simply grout the cracks to restore the integrity of the structure (*point 18*);
- reduce the loads acting of the structure (e.g. by reducing the water level) (*point 19*);
- reduce the thermal loads (e.g. by insulating the dam) (*point 20*);
- repair the dam by in some way modifying the design (*point 21*);
- or in the final event decommission the dam (*point 22*).

1.2. TYPES OF CRACKS

The different types of cracks that can occur in concrete structures are shown in Table 1 [1.2]. The time to cracking can help to determine the cause of the cracks.

Sketches of the various forms of cracks are shown in Fig. 2 to 13. Several factors can combine to form a crack (although all cracks are essentially formed by tensile stresses). A crack which appears later may have been initiated earlier by a different cause.

Cracks parallel to reinforcement are the least acceptable form of crack in reinforced concrete for reasons of durability and strength.

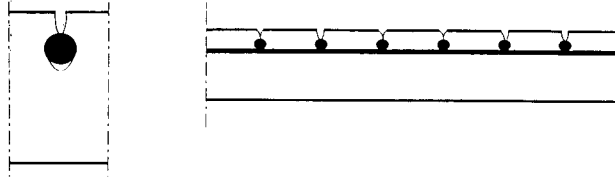
Tableau 1 - Différents types de fissures dans le béton

Type de fissuration :	Subdivision	Temps d'apparition	Époque
Tassement plastique	Au-dessus des armatures	Dix minutes à trois heures	Très tôt
	Effet de voûte		
	Changement d'épaisseur		
Tassement du coffrage			
Retrait plastique	Au hasard	Une demi-heure à six heures	
	Au-dessus des armatures		
	Parallèle		
Micro-fissuration	Avant chargement	Au cours du durcissement	Au premier âge, au cours du durcissement du béton
Auto-dessiccation	$E/C < 0,45$		
Craquelure (faïençage)	Après traitement de surface	Un à sept jours, parfois plus	
	Contre le coffrage		
Fissuration thermique	Fissuration de surface	Un jour à plusieurs semaines	
	Fissuration interne transversale		
Retrait hydraulique	Dessiccation sur une seule face	Un à plusieurs mois	Au cours de la construction
	Confinement externe		
	Retrait final différentiel		
Fissuration thermique	Fissuration de surface	Au cours du refroidissement jusqu'à la température ambiante à long terme	
	Fissuration interne transversale		
Béton précontraint	Fissures à l'ancrage des tirants	Après la précontrainte	
Fissures dues aux charges	Micro-fissures	Lors du chargement	Au cours de la période d'exploitation
	Fissures de traction		
	Fissures de flexion		
	Fissures de cisaillement		
	Fissures de torsion		
Fissures de chargement à long terme		Après la fin du fluage	
Déformation imposée			
Tassement de la fondation			
Corrosion des armatures	Chloruration accélérée	Plus d'un an	
	Carbonatation accélérée	Plus de cinq ans	
Attaque par les sulfates		Plus de cinq ans	
Réaction alcali-silice		Plus de cinq ans	
Réaction alcali-carbonate		Plus de cinq ans	
Gel-dégel			
Feu			

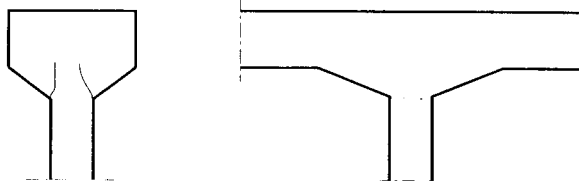
Table 1 - Different forms of cracks in concrete

Type of cracking	Sub-division	Time of appearance	Phase
Plastic settlement	Above reinforcement	Ten minutes to three hours	Very early age
	Arching		
	Change of depth		
Formwork settlement			
Plastic shrinkage	Random	Half an hour to six hours	
	Over reinforcement		
	Parallel		
Micro cracking	Before loading	During hardening	Early age during the hardening of the concrete
Self desiccation	w/c ratio < 0.45		
Crazing	After surface treatment	One to seven days, sometimes much later	
	Against formwork		
Thermal cracking	Surface cracking	One day to some weeks	
	Through cracking		
Drying shrinkage	One-side drying	One to several months	During construction
	External restraint		
	Differential final shrinkage		
Thermal cracking	Surface cracking	During cooling to long-term ambient temperature	
	Through cracking		
Pre-stressed concrete	Cracks at anchorage	After pre-stressing	
Loading cracks	Micro cracks	At loading	During service life
	Tensile cracks		
	Flexural cracks		
	Shear cracks		
	Torsional cracks		
Long-term loading cracks		After completion of creep	
Imposed deformation			
Ground settlement			
Corrosion in reinforcement	Chloride accelerated	More than one year	
	Carbonation accelerated	More than five years	
Sulphate attack		More than five years	
Alkali-silica reaction		More than five years	
Alkali-carbonate reaction		More than five years	
Freezing and thawing			
Fire			

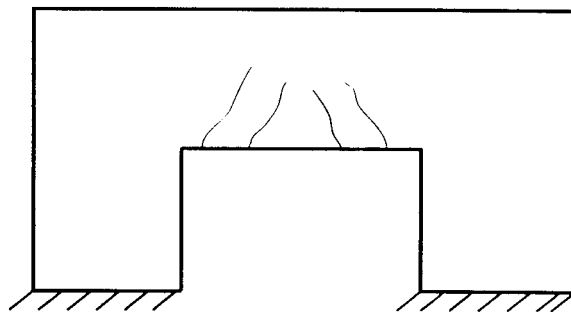
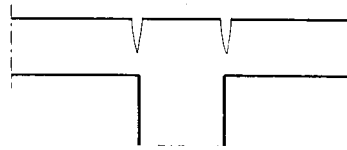
Over reinforcement



Arching



Change of depth



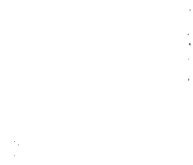


Fig. 2

Sketch of cracks caused by plastic settlement
Fissures causées par des tassements plastiques

Over reinforcement
Arching
Change of depth

Au-dessus des armatures
Effet de voûte
Changement d'épaisseur

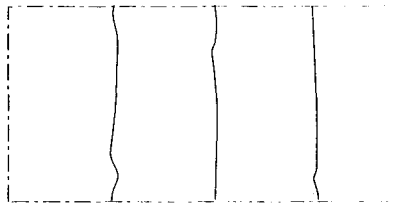
Fig. 3

Sketch of cracks due to formwork settlement
Fissures dues à des tassements du coffrage

Random



Over reinforcement



Parallel

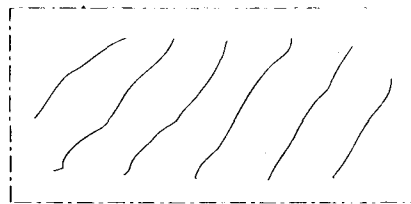




Fig. 4

Sketch of cracks caused by plastic shrinkage

Fissures causées par un retrait plastique

Random
Over reinforcement
Parallel

Au hasard
Au-dessus des armatures
Parallèles

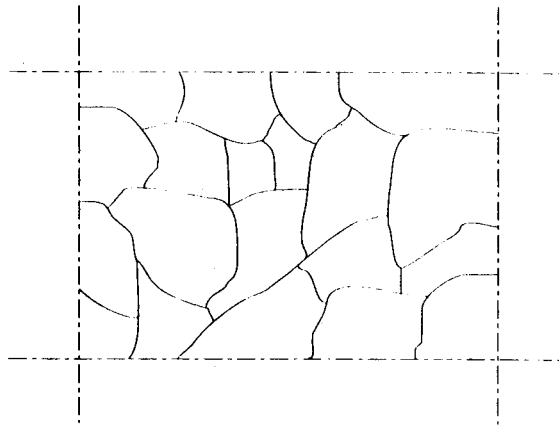
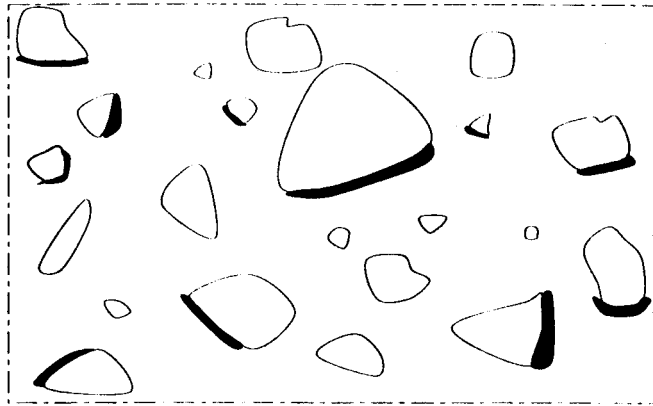
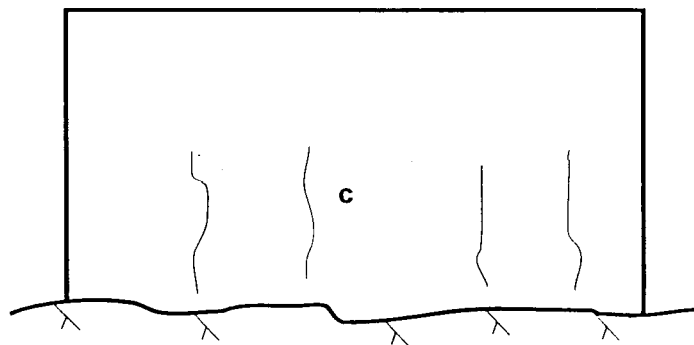
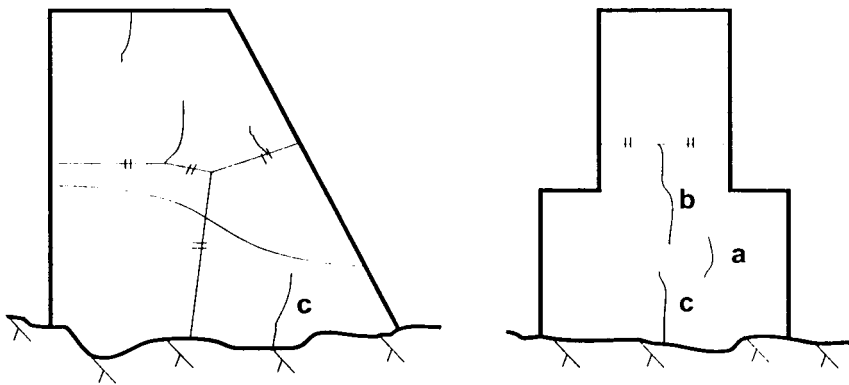
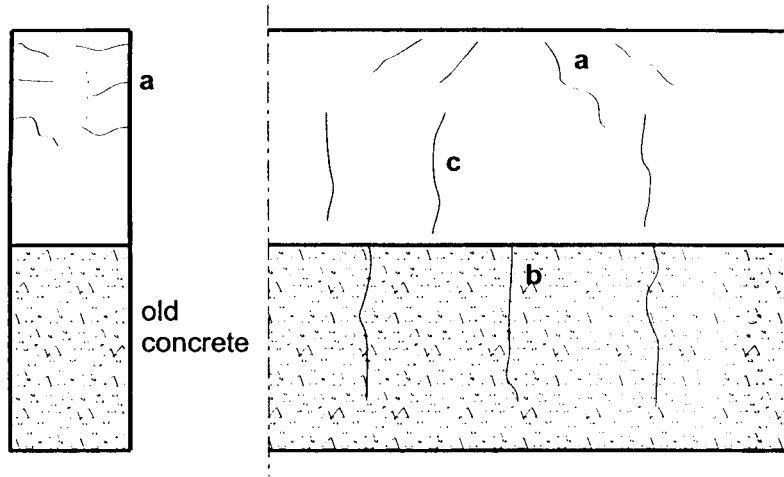


Fig. 5
Sketch of micro-cracking
Micro-fissuration

Fig. 6
Sketch of crazing
Craquelure (faïençage)



- a surface cracks
- b through cracks below joints
- c through cracks above rock and joints

Fig. 7

Sketch of cracks caused by thermal stresses
Fissures causées par des contraintes thermiques

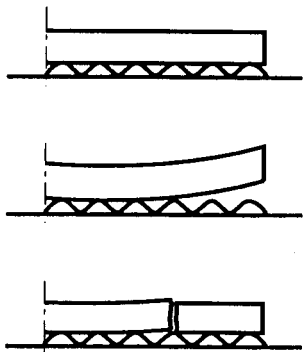
Old concrete

- (a) Surface cracks
- (b) Through cracks below joints
- (c) Through cracks above rock and joints

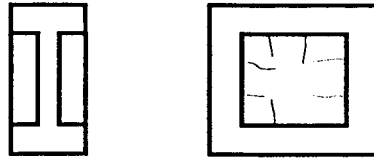
Béton ancien

- (a) Fissures de surface*
- (b) Fissures internes transversales au-dessous des joints*
- (c) Fissures internes transversales au-dessus du rocher et des joints*

One side drying



Differential drying velocities



Differential drying shrinkage

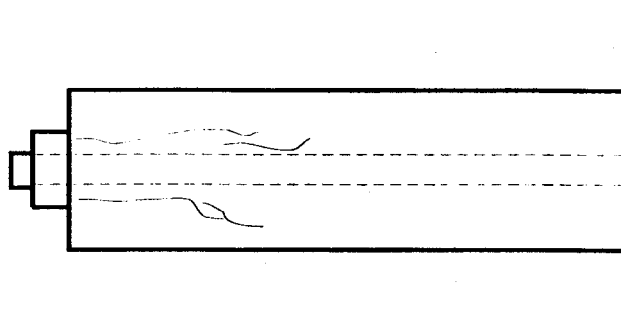
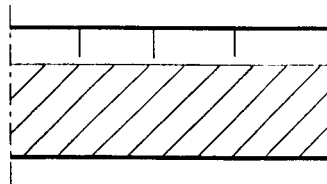




Fig. 8

Sketch of cracks caused by drying shrinkage

Fissures dues au retrait hydraulique

One side drying
Differential drying velocities
Differential drying shrinkage

Dessiccation sur une seule face
Vitesses de dessiccation différentielles
Retrait hydraulique différentiel

Fig. 9

Sketch of cracks at anchorages of pre-stressed concrete

Fissures à l'ancrage des tirants dans du béton précontraint

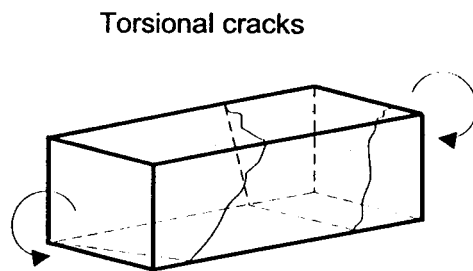
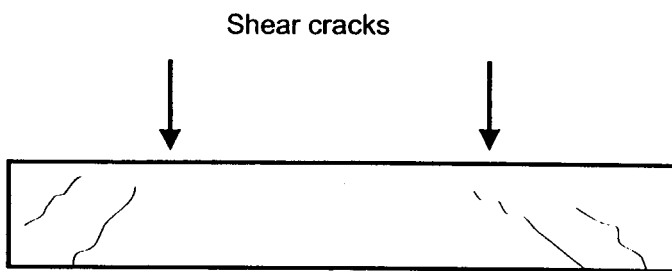
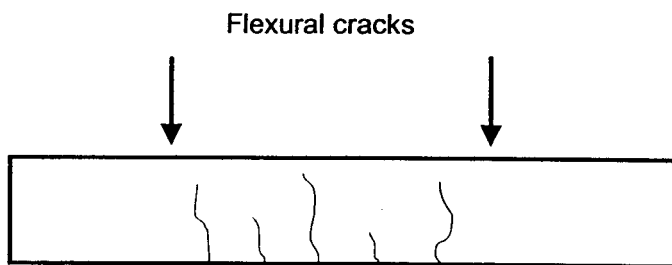
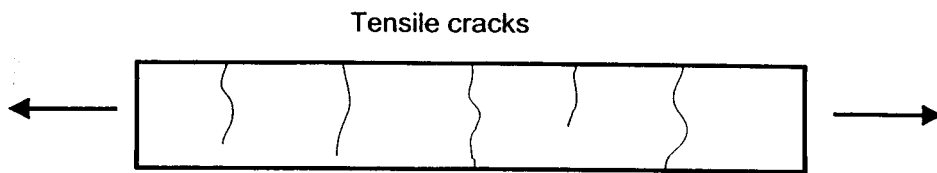


Fig. 10

Sketch of cracks caused by excess loading

Fissures dues à des surcharges

Tensile cracks
Flexural cracks
Shear cracks
Torsional cracks

Fissures de traction
Fissures de flexion
Fissures de cisaillement
Fissures de torsion

Corrosion cracks

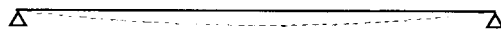
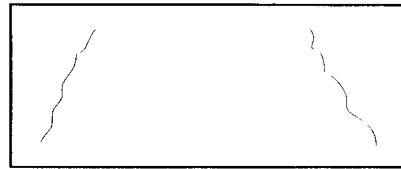
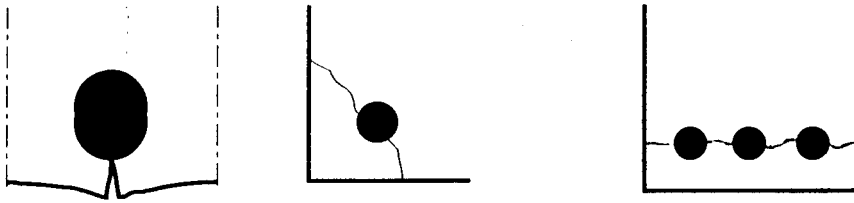
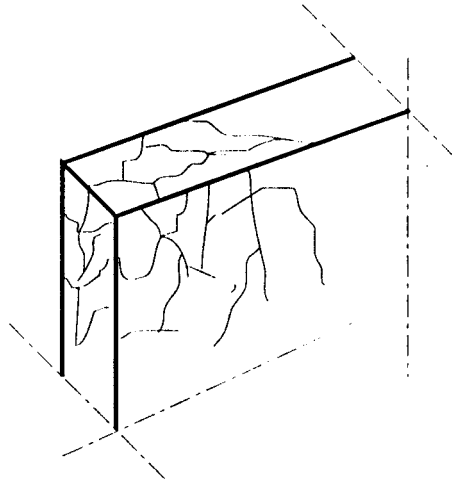


Fig. 11

Sketch of cracks caused by corrosion
Fissures dues à la corrosion

Fig. 12

Sketch of cracks caused by ground deformation
Fissures résultant de la déformation de la fondation



1.3. FISSURATION THERMIQUE

1.3.1. Mécanisme

Au cours de l'hydratation, le liant hydraulique dégage de la chaleur. La température du béton augmente tant que le régime de dégagement de chaleur dépasse celui de la dissipation de chaleur dans l'environnement. Avec l'élévation de la température, il y a une augmentation du volume du béton. Lors du refroidissement ultérieur, il y a contraction ou diminution du volume du béton. Pendant l'élévation de température, la déformation du béton est faible, celui-ci étant relativement plastique au premier âge et, de ce fait, la contrainte de compression induite par toute déformation de l'ouvrage est peu importante. Ultérieurement, au cours du refroidissement, le module d'élasticité du béton est plus élevé et, de ce fait, une entrave à la contraction (confinement) peut entraîner des contraintes de traction. Si celles-ci sont supérieures à la résistance du béton à la traction, il y aura fissuration de l'ouvrage. Si le module ne changeait pas au cours des deux périodes (élévation et baisse de la température), l'ouvrage serait exempt de contraintes s'il se refroidissait jusqu'à la température initiale.

Le confinement, les propriétés mécaniques du béton (spécialement, au premier âge) et les variations de température déterminent le risque de fissuration. L'interaction de ces facteurs est complexe.

1.3.2. Confinement

Le confinement peut se diviser en deux composantes : interne et externe.

Le confinement interne résulte de la répartition non uniforme de la température dans l'ouvrage et, en pratique, on ne peut l'éviter sauf en prévoyant une isolation thermique totale. Au premier âge, le cœur de l'ouvrage sera plus chaud que ses parements externes, ce qui peut conduire à des fissures de surface au

Fig. 13

Sketch of cracks caused by alkali-aggregate reaction
Fissures dues à l'alcali-réaction

1.3. THERMAL CRACKING

1.3.1. Mechanism

During hydration, the cementitious material produces heat. The concrete temperature increases as long as the rate of heat development exceeds the rate of heat loss to the surroundings. With the increase in temperature there is an increase in volume of the concrete. When the concrete later cools, it will contract or decrease in volume. During the temperature rise the deformation of the concrete is small because at early ages the concrete is relatively plastic and thus the compressive stress induced by any movement of the structure will be small. Later, during cooling, the modulus of the concrete is higher and therefore the restraint to contraction can cause tensile stresses. If the tensile stress is higher than the tensile strength of the concrete, the structure will crack. If the modulus had been the same during both periods, the structure would be free from stress if it cooled down to the original temperature.

The restraint, the mechanical properties of the concrete (particularly at an early age) and the temperature changes, determine the risk of cracking. The way these factors influence one another is complex.

1.3.2. Restraint

Restraint can be divided into two components: internal and external.

Internal restraint is caused by unequal temperature development in the structure and, in practice, cannot be avoided except by total insulation. At an early age, the core will usually be warmer than the surface of the structure. This can lead to surface cracks during the heating phase. These cracks will sometimes close later

cours de la phase d'échauffement. Ces fissures se refermeront parfois plus tard et se cicatrissent parfois. Un décoffrage prématuré aux basses températures peut aussi entraîner une fissuration de surface pour la même raison. Des fissures superficielles formées au jeune âge peuvent s'aggraver ultérieurement pour d'autres causes.

Le confinement externe est provoqué par les structures connexes et la fondation, qui essaient de contrecarrer les déformations d'origine thermique du béton. Parfois, le confinement n'est que partiel. Il peut y avoir des entraves aux allongements, aux contractions, aux cisaillements et aux flexions. Le confinement externe peut entraîner des fissures à l'intérieur de l'ouvrage au cours de la période de refroidissement.

Lors de la phase d'élévation de température, l'ouvrage en béton nouvellement coulé provoque parfois une fissuration dans les anciennes structures auxquelles il se raccorde.

1.3.3. Calcul de la température

L'évolution de la température à l'intérieur de l'ouvrage dépend des facteurs suivants

- température initiale du béton;
- capacité thermique et conductivité thermique du béton;
- chaleur d'hydratation du liant et quantité de liant;

- forme géométrique de la structure;
- caractéristiques d'isolation du coffrage;
- moment du décoffrage;
- température ambiante et vitesse du vent;
- chaleur spécifique et conductivité thermique des diverses structures se raccordant à l'ouvrage (y compris la fondation);
- emplacement, dimension et température des tuyaux de refroidissement éventuels.

La chaleur d'hydratation du liant peut être mesurée au moyen d'un calorimètre adiabatique. Pour suivre l'évolution de la chaleur, on peut également effectuer des mesures semi-adiabatiques, qui sont moins précises mais plus faciles à mettre en œuvre.

Plusieurs logiciels permettant de faire de tels calculs sont disponibles [1.3.]. Pour des structures essentiellement bidimensionnelles, les calculs à une dimension sont, en général, suffisamment précis. Dans d'autres cas, et s'il est prévu d'utiliser des tuyaux de refroidissement, on adoptera des programmes de calculs bi-et tridimensionnels.

Les contrôles de température ne sont pas suffisants, à eux seuls, pour éliminer le risque de fissuration.

and will sometimes heal. Early striking of formwork at low temperatures can also form surface cracking for the same reason. Surface cracks formed at an early age can become more severe cracks at later ages due to other causes.

External restraint is caused by connecting structures, and the foundation, which try to stop the thermal movements of the concrete. Sometimes the restraint is only partial. There can be restraints against both elongation, contraction, shear and bending. External restraint can form cracks through the structure during the cooling period.

During the heating period, the newly-cast structure can cause cracking in connecting older structures to which it is connected.

1.3.3. Calculation of temperature

The temperature development in the structure is affected by :

- the initial temperature of the concrete;
- the thermal capacity and thermal conductivity of the concrete;
- the heat of hydration of the cementitious material and the quantity of cementitious material;
- the geometrical shape of the structure;
- the insulating properties of the formwork;
- the striking time of the formwork;
- the ambient temperature and wind speed;
- the specific heat and thermal conductivity of any connecting structures (including the foundation);
- the location, dimension and temperature of any cooling tubes.

The heat of hydration of the cementitious material can be measured by an adiabatic calorimeter. Semi-adiabatic measurements, which are less precise but easier to conduct, can also be used to estimate the heat development.

There are several computer programs available which can carry out such calculations [1.3]. For structures that are principally two-dimensional, one-dimensional calculations are usually sufficiently accurate. In other cases, and if cooling tubes are to be used, two- and three-dimensional programs should be used.

Temperature controls alone are not sufficient for eliminating the risk of cracking.

1.3.4. Évaluation du risque de fissuration

Les propriétés mécaniques du béton au jeune âge [1.4.] influencent beaucoup le potentiel de fissuration. Les paramètres suivants interviennent :

- coefficient de dilatation thermique;
- coefficient de contraction thermique;
- module d'élasticité;
- fluage;
- résistance à la traction ou capacité de déformation à la traction.

Les trois derniers paramètres changent très rapidement au cours des premières semaines ou premiers mois. Les valeurs des coefficients de dilatation et de contraction thermique et la relation entre eux dépendent du type de granulat utilisé dans le béton.

Peu de recherches ont été entreprises pour déterminer les valeurs des paramètres précités, correspondant au premier âge du béton. Pour les ouvrages importants, il est recommandé de procéder à des essais en laboratoire, avant la construction.

Des logiciels sont disponibles pour évaluer l'élévation de température et le risque de fissuration thermique [1.5.] dans les barrages. Toutefois, de tels logiciels, aussi sophistiqués qu'ils soient, ne donneront pas des estimations de meilleure qualité que celle des données de calcul.

1.4. SURCHARGES

Des fissures dues aux surcharges hydrauliques et thermiques peuvent se former au jeune âge du béton et également plus tard en cours d'exploitation.

Généralement, les surcharges survenant au jeune âge résultent d'un décoffrage prématuré et/ou de la montée et de la fixation du coffrage; elles peuvent aussi survenir lorsque l'ouvrage est soumis à des charges en cours de construction, ce dont n'a pas tenu compte le projeteur. Ces charges causent parfois une fissuration grave dans les parties de l'ouvrage conçues pour être exemptes de fissures. Le fluage et le retrait peuvent conduire à une augmentation des déformations avec l'âge. Dans les cas extrêmes, cela peut faire courir des risques à la fonction de l'ouvrage et endommager les structures secondaires. Le fluage peut, cependant, avoir des effets bénéfiques en réduisant les pointes de contraintes qui, sans cela, se manifesteraient.

L'effet d'une surcharge dépend de la grandeur du chargement, de la forme de la structure, des armatures (si elles existent) – comportement des armatures –, du transfert possible d'une partie des charges à d'autres parties de l'ouvrage, du type de fissure, de l'état initial non fissuré de l'ouvrage.

Si un ouvrage fissuré est soumis à des forces de traction ou de flexion, d'autres fissures se formeront généralement. Dans certains ouvrages, une partie de la charge peut se transférer à d'autres parties de la structure.

1.3.4. Calculation of the risk of cracking

The mechanical properties of the concrete at an early age [1.4] have a significant effect on the potential for cracking. The following parameters are of interest :

- coefficient of thermal expansion;
- coefficient of thermal contraction;
- modulus of elasticity;
- creep;
- tensile strength or tensile strain capacity.

The last three parameters change very rapidly during the first weeks or months. The value of the coefficients of thermal expansion and contraction and the relationship between them, depend upon the type of aggregate used in the concrete.

Little research has been undertaken to determine the values at an early age of the parameters listed above. For some important structures it is recommended that laboratory tests are made before construction.

Computer programs are available that estimate the temperature rise and risk of thermal cracking [1.5] in dams. However, such programs, no matter how sophisticated, cannot give estimates better than the quality of the input data.

1.4. EXCESS LOADING

Cracking due to excess hydraulic and thermal loads can take place both at an early age and during service life.

Usually, excess loading at early age is caused by early striking and/or raising and fixing of formwork, but can also occur when the structure is subjected to loads during construction for which the designer has not allowed. This loading can cause serious cracking in parts of the structure that were designed to be free from cracks. Creep and shrinkage can cause the deformations to increase with age. This can, in extreme cases, create a risk to the function of the structure and cause damage to secondary structures. Creep can, however, have beneficial effects in reducing peak stresses that would otherwise occur.

The effect of excess loading depends on the size of the loading, the shape of the structure, the reinforcement (if any), whether the reinforcement starts to yield, whether some of the loading can be transferred to other parts of the structure, the type of cracks, and whether the structure had been un-cracked earlier.

If a cracked structure is subjected to bending or tensile forces, further cracks will usually be formed. In some structures, some of the loading can be transferred to other parts of the structure.

Les effets des forces additionnelles de cisaillement et de torsion sont en général plus sévères que ceux des forces de traction et de flexion. L'augmentation de l'ouverture des fissures peut être proportionnellement plus importante que l'augmentation des charges.

1.5. MOUVEMENTS DE LA FONDATION

Les effets des mouvements de la fondation dépendent de la fondation, du contact fondation-ouvrage, et de l'ouvrage. Ces mouvements peuvent être : des tassements (par exemple, barrage de Zeuzier [1.6.]), des déplacements dus à des failles locales, des glissements de blocs rocheux, des déplacements au contact béton-rocher. Tous ces mouvements peuvent causer une fissuration. Le mouvement peut être continu ou discontinu (par exemple, déformation de cisaillement dans une fissure de la roche) et se manifester de façon soudaine (par exemple, lors d'une mise en charge), ou lente.

L'ouvrage peut avoir une surface de fondation continue ou être fondé seulement en certains points (par exemple, évacuateur de crue). La rigidité et la résistance de l'ouvrage sont également des facteurs importants. La situation la plus critique correspond généralement à un mouvement discontinu et à un ouvrage présentant une surface de fondation continue. Dans ce cas, il peut y avoir une grande fissure de cisaillement prenant naissance au point de déplacement et se développant le long de la ligne de plus faible résistance à travers l'ouvrage.

Si l'ouvrage est seulement fondé en certains points, le mouvement, discontinu ou continu, conduira à des fissures identiques à celles provoquées par des forces de flexion ou de traction, si la structure n'est pas suffisamment flexible ou résistante pour supporter les déplacements. En général, ces fissures ne sont pas aussi graves que les fissures de cisaillement mentionnées ci-dessus.

Si'il y a fissuration, la moins dangereuse correspondra à un ouvrage présentant une fondation continue. Dans ce cas, il y aura généralement plusieurs fissures, mais elles seront assez fines.

Si le mouvement de la fondation est lent, le fluage du béton contrecarre parfois la formation de fissures, ou réduit le nombre ou l'ouverture de telles fissures.

1.6. FISSURATION DUE AU RETRAIT

1.6.1. Fissuration due au retrait hydraulique

Le retrait hydraulique survient lorsque le gel calcium-silicate du liant se contracte sous l'effet de la baisse de la teneur en eau jusqu'au niveau d'équilibre avec l'humidité relative (h.r.) de l'air ambiant. Une fissuration peut apparaître lorsque des confinements externes ou internes s'opposent à la contraction du béton.

Le mécanisme est identique à celui de la fissuration thermique : la diminution de la teneur en eau correspond à une baisse de température et le gradient de teneur

The effects of additional shear and torsional forces are usually more severe than bending or tensile forces. The crack widths can increase more than proportionally to the loading.

1.5. FOUNDATION MOVEMENTS

The effects of foundation movements depend on the foundation, the interface between the foundation and the structure, and the structure. Movement may be settlement, (e.g. at Zeuzier dam [1.6]) or caused by local faults, sliding of rock foundation blocks, separation of concrete from rock, etc. All these movements can cause cracking. The movement can be continuous or discrete, e.g. shear deformation in a crack in the rocks. It can develop suddenly, e.g. at loading, or slowly.

The structure can be continuously fixed to the foundation, or pinned to the foundation only at certain points, which might be possible with a spillway. The stiffness and strength of the structure are also important. The worst combination is usually a discrete movement and a continuously fixed structure. This can lead to one broad shear crack starting at the displacement point and following the weakest line through the structure.

If the structure is pinned only at certain points, the movement, discrete or continuous, will lead to cracks similar to those arising from bending or tension forces, if the structure is not sufficiently flexible nor strong enough to withstand the displacement. This cracking is usually not as severe as the shear cracks mentioned above.

If cracking happens, the least dangerous cracking occurs if the structure is continuously fixed to the foundation. In this case usually there will be several, but rather narrow cracks.

If the foundation movement develops slowly, creep of the concrete can sometimes counteract the formation of cracks, or reduce the frequency or width of such cracks.

1.6. SHRINKAGE CRACKING

1.6.1. Drying shrinkage cracking

Drying shrinkage occurs as the calcium-silicate gel of the cementitious material contracts when the moisture content decreases to equilibrium with the relative humidity (r.h.) of the surrounding air. Shrinkage cracking can happen when external or internal restraints resist the contraction of the concrete.

The mechanism is similar to thermal cracking - the moisture decrease corresponds to temperature decrease and the moisture gradient to the thermal

en eau à un gradient thermique. Les confinements sont également identiques. Les fissures de retrait sont souvent confondues avec celles d'origine thermique, leurs configurations étant généralement analogues, mais les premières surviennent plus tard. La fissuration due au retrait est parfois amorcée par une contraction thermique.

La réduction de la teneur en eau jusqu'au niveau d'équilibre s'effectue sur une longue période, en particulier dans les sections épaisses, et l'effet de la déformation due au retrait est contrecarré par le fluage qui intervient au cours de la dessiccation du béton et qui est nettement supérieur à celui correspondant à une teneur en eau constante. Comparativement à la fissuration thermique, la résistance à la traction est également plus élevée, car les fissures de retrait surviennent plus tard.

Le facteur le plus important qui détermine l'amplitude du retrait hydraulique est la teneur en eau dans le mélange (et non le rapport eau/ciment) et l'humidité relative à l'équilibre. En général, les granulats ne présentent pas de retrait, ce qui réduit le retrait du béton à environ un tiers à un quart de celui du liant.

Un béton de faible slump (affaissement) et dont la dimension maximale des granulats est élevée contient généralement moins d'eau et plus de granulats que d'autres bétons et, par conséquent, présente moins de retrait. Certains adjuvants augmentent le retrait ; c'est particulièrement vrai pour le chlorure de calcium.

Le retrait hydraulique total d'un béton ordinaire se situe entre 40 et 800 microns/mètre pour une dessiccation jusqu'à une humidité relative (h.r.) de 40 % ; pour une dessiccation jusqu'à une h.r. de 80 %, le retrait est environ 60 % des valeurs précitées. Pour une humidité relative variable, l'humidité relative du béton est plus élevée que la valeur moyenne de celle de l'air ambiant car le gain d'eau est plus rapide que la perte d'eau.

La dessiccation du béton s'effectue lentement et le temps de dessiccation est proportionnel au carré de l'épaisseur de la section. Pour une section de un mètre d'épaisseur soumise à une dessiccation suivant une seule direction, le retrait après 30 ans est inférieur à la moitié du retrait total. Ainsi, après 30 ans et avec une humidité relative de 80 % pour cette section, le retrait correspond à une baisse de température de 15 °C environ. La relaxation résultant du fluage pendant la dessiccation peut être équivalente à l'effet d'une baisse de température de l'ordre de 10 °C. L'ensemble retrait et fluage correspond donc à une baisse de température de 5 °C environ.

Si l'humidité relative est supérieure à 95-98 %, il y a parfois une légère expansion au lieu d'une contraction, ce qui est vraisemblablement le cas du béton, sur un mètre de profondeur, des parements d'un barrage fréquemment humides.

Pour un faible rapport eau/ciment ($< 0,45$) dû à une auto-dessiccation [1.7.] au cours de l'hydratation, l'humidité relative interne diminuera, provoquant un retrait. À l'intérieur d'une section, l'auto-dessiccation se développe plus rapidement que la dessiccation de surface à l'air ambiant. Dans ce cas, le retrait se combine avec la contraction du béton au cours du refroidissement et augmente le risque de fissuration thermique. À une diminution du rapport eau/ciment correspond une augmentation du retrait par auto-dessiccation, mais le retrait total sera généralement plus faible.

gradient. The restraints are also similar. Shrinkage cracking is often mistaken for thermal cracking as the crack pattern usually looks similar, but it occurs at a later age. Shrinkage cracking can have been initiated from thermal contraction.

Drying to equilibrium takes a long time, especially for thick sections, and the effect of shrinkage deformation is counteracted by drying creep which is much larger than the basic creep at constant humidity. Compared with the thermal cracking, the tensile strength is also higher, because shrinkage cracking occurs later.

The most significant factor that determines the final drying shrinkage is the amount of water in the mix (not the water/cement ratio) and the equilibrium relative humidity. Normally the aggregate does not shrink, which reduces the shrinkage of the concrete to about one-third to one-quarter of that of the cementitious material.

Concrete with low slump and large maximum-size aggregate usually contains less water and more aggregate and therefore shrinks less. Some admixtures increase the shrinkage; calcium chloride particularly severely.

The final drying shrinkage for an ordinary concrete is between 40 to 800 microstrain for drying to 40 % r.h. and for drying to 80 % r.h. about 60 % of this value. At a fluctuating r.h., the r.h. of the concrete will be higher than the average value of the surrounding air because the water gain is faster than the water loss.

Drying develops very slowly and the drying time is proportional to the square of the thickness of the section. For a one-metre section which dries in one direction, the shrinkage after 30 years is less than half the final shrinkage. Thus after 30 years at 80 % r.h. for this section, the shrinkage corresponds to a temperature drop of about 15 deg C. The relaxation from drying creep can be approximately equivalent to a 10 deg C temperature drop. Consequently the shrinkage and creep are equivalent to a temperature drop of about 5 deg C.

If the r.h. is above 95 to 98 % there may be a slight expansion instead of contraction, which is likely to be the case in concrete within one metre of the faces of a dam that are frequently wet.

At low water/cement ratios (< 0.45), due to self-desiccation [1.7] during hydration, the internal relative humidity will decrease and cause shrinkage. Inside a section the self-desiccation develops much faster than the drying to ambient air at the surface. In this case shrinkage combines with the contraction of the concrete during cooling and increases the risk of thermal cracking. The self-desiccation shrinkage increases with decreasing water/cement ratio but the final shrinkage will usually be smaller.

1.6.2. Fissuration due au retrait plastique

Ce type de fissuration, qui dépend des conditions atmosphériques au moment du bétonnage et immédiatement après, peut poser des problèmes au cours de la construction. Il est traité au paragraphe 4.6.4.

1.6.3. Fissuration due à des tassements plastiques

Le ressuage, la réduction des vides remplis d'air par compactage et le tassement conduisent à une diminution du volume du béton récemment mis en place. Si le changement de volume est entravé par un coffrage ou des armatures, des fissures peuvent se former. Celles-ci surviennent en général aux changements d'épaisseur de l'ouvrage, au-dessus des armatures à proximité de la partie supérieure d'une section, dans des murs étroits et des colonnes où le tassement est contrecarré par effet de voûte. Des fissures internes et des vides peuvent également se former sous les armatures. Les fissures dues aux tassements plastiques apparaissent sur une période allant de dix minutes à quelques heures après la mise en place du béton.

1.7. RÉACTIONS CHIMIQUES

Les réactions chimiques entre les granulats, les constituants du liant et l'eau peuvent causer des dégâts au béton durci. Dans certains cas, de telles réactions conduisent à des changements de volume provoquant une détérioration du béton. On peut citer, à ce sujet, les réactions alcali-silice, alcali-silicate, alcali-carbonate [1.8., 1.9.] et les réactions avec les sulfates. Les sels de chlorure contenus dans les granulats ou dans l'eau peuvent amorcer une corrosion des armatures. Par rapport aux constituants initiaux, les produits résultant de ces réactions occupent un volume plus grand, ce qui risque de causer une expansion et une fissuration.

Une détérioration peut aussi résulter d'une instabilité volumétrique des minéraux et roches, tels que les smectites et divers schistes et grauwackes. Généralement, la détérioration est causée par une absorption d'eau et un gonflement, mais, dans certains cas, des roches, telles que les grauwackes, présenteront un retrait dans le béton, causant des cavités autour des granulats. L'instabilité volumétrique conduit souvent à des dégâts par gel.

Si le comportement des granulats dans le béton n'est pas bien connu, des essais seront nécessaires.

1.7.1. Alcali-réaction

Les trois composants : granulats réactifs, alcalis et eau externe, sont nécessaires pour que l'alcali-réaction soit nuisible. Avec certains granulats, la réaction conduit à une fissuration du béton après seulement un petit nombre d'années, tandis qu'avec d'autres, vingt ans ou plus peuvent s'écouler avant que la réaction soit identifiable. La réactivité d'un granulat peut être évaluée par un expert en pétrographie et/ou au moyen d'essais accélérés. Le béton, et non pas seulement le mortier, fera l'objet d'essais.

1.6.2. Plastic shrinkage cracking

Plastic shrinkage cracking can be a problem during construction, depending on the atmospheric conditions at, and immediately after placing the concrete. It is covered in Section 4.6.4.

1.6.3. Plastic settlement cracking

Due to bleeding, compaction of air pores and settlement, the volume of the newly-placed concrete is reduced. If the volume change is restrained by formwork or reinforcement, cracks may form. They usually occur at changes of depth of section, over reinforcement near the top of a section, or in narrow walls and columns where the settlement is restrained by arching. Internal cracks and voids under the reinforcement can also be formed. Plastic settlement cracks appear from 10 minutes to a few hours after placing.

1.7. CHEMICAL REACTIONS

The hardened concrete can be damaged by chemical reactions between the aggregate, components in the cement paste, and water. In some cases this leads to volume changes that cause concrete deterioration. Examples of such chemical reactions are alkali-silica, alkali-silicate, alkali-carbonate [1.8, 1.9] and sulphate reactions. Chloride salts in the aggregate or water can trigger reinforcement corrosion. The products of all these reactions take up more space than the original compounds, which can lead to expansion and cracking.

Deterioration can also be caused by volume instability of minerals and rocks such as smectites and different schists and greywackes. Usually the deterioration is caused by water uptake and swelling but in some cases rocks like greywackes will shrink in the concrete causing cavities around the aggregates. Volume instability can often lead to freezing damage.

If the behaviour of the aggregate in concrete is not well known, tests should be made.

1.7.1. Alkali-aggregate reaction

All three components – reactive aggregates, alkalis and external water – are needed for the alkali reaction to be deleterious. With some aggregates the reaction cracks the concrete after only a few years while others need up to 20 years or more before the reaction can be identified. The aggregate's reactivity can be evaluated by an experienced petrographer and/or by an accelerated test. The concrete, and not just the mortar fraction, should be tested.

1.7.1.1. Réaction alcali-silice

Certains granulats contiennent des composants, tels que roche volcanique vitreuse ou opale, qui réagissent avec la solution alcaline contenue dans les pores du béton en formant un gel alcali-silice. Ce gel absorbe de l'eau externe, ce qui entraîne un gonflement et parfois une fissuration du béton.

1.7.1.2. Réaction alcali-carbonate

Le mécanisme de cette réaction n'est pas très clair. Il est cependant reconnu qu'elle intervient en présence de marbre ou de calcaire dolomitique impur. La réaction est une combinaison de réactions chimiques entre le calcium de la pâte de ciment et le magnésium de la dolomie, d'altération et de gonflement du mica. Le risque est réduit, mais pas éliminé, par l'utilisation d'un ciment à faible teneur en alcalis. Il est recommandé de soumettre les granulats potentiellement dangereux à des essais accélérés.

1.7.1.3. Réaction alcali-silicate

Cette réaction est en partie identique à la réaction alcali-carbonate. Dans la solution alcaline contenue dans les pores du béton, les micas changent de composition, absorbent de l'eau et gonflent. Les granulats susceptibles de présenter une telle réaction feront utilement l'objet d'essais accélérés.

1.7.2. Réactions avec les sulfates [1.10.]

Les sulfates solubles à l'eau, contenus dans l'eau, dans les remblais, dans le terrain naturel, ou dans les granulats, peuvent réagir avec les aluminates de la pâte de ciment. Le produit qui en résulte, l'ettringite, absorbe de l'eau, ce qui est susceptible de causer une expansion et une fissuration. Les sulfates peuvent également provenir de l'oxydation de sulfures, souvent des pyrites magnétiques (pyrrhotines). Si les granulats contiennent des sulfates, ou s'il y a des sulfates externes, la réaction peut être évitée en utilisant des ciments résistant aux sulfates. Les ciments à composants secondaires ou les adjuvants pouzzolaniques ont un effet bénéfique en réduisant les réactions avec les sulfates. Des essais accélérés sont souhaitables.

1.7.3. Ettringite formée tardivement [1.11.]

Dans le cas de mise en place de volumes importants de béton à dosage en ciment relativement élevé, la température à l'intérieur de la masse peut dépasser 70 °C. Si le ciment a une forte teneur en C₃A (aluminat tricalcique), il peut y avoir formation tardive d'ettringite avec risque de fissuration du béton.

La température élevée empêche la formation précoce d'ettringite. Lorsque l'ettringite se forme plus tard, elle absorbe de l'eau et une fissuration du béton est

1.7.1.1. Alkali-silica reaction

Some aggregates contain components such as glassy volcanic rocks or opal, that react with the alkaline pore solution of the concrete and form an alkali-silica gel. This gel absorbs external water which results in a swelling pressure that eventually may crack the concrete.

1.7.1.2. Alkali-carbonate reaction

The mechanism behind this reactions is unclear. It is, however, known that it occurs with impure dolomitic limestone or marble. The reaction is a combination of chemical reactions between the calcium of the cement paste and the magnesium in the dolomite and mica alteration and swelling. The risk of cracking is reduced, but not prevented, by using a low-alkali cement. Potentially dangerous aggregates can be checked by accelerated tests.

1.7.1.3. Alkali-silicate reactions

These reactions are partly similar to alkali-carbonate reaction. In the alkaline pore solution of the concrete, micas change composition, and absorb water and swell. Potentially susceptible aggregates can be checked by accelerated tests.

1.7.2. Sulphate reactions [1.10]

Water-soluble sulphates in the water, backfill, the original ground, or in the aggregates can react with the aluminate components of the cement paste. The product, ettringite, absorbs water, which in turn may cause expansion and cracking. The sulphate may also be the result of oxidation of sulphides, often magnetic pyrite. If the aggregates contain sulphates, or if there is external sulphate, the reaction can be avoided by the use of sulphate-resisting cements. Blended cements or pozzolanic additions have a positive influence in reducing sulphate reactions. Accelerated tests can be made.

1.7.3. Delayed ettringite [1.11]

In large placements with relatively rich concretes, the temperature in the interior may rise above 70°C. If the cement has a high C₃A (tricalcium aluminate) content, this may lead to delayed ettringite formation which may crack the concrete.

The high temperature hinders the early formation of ettringite. When the ettringite later forms it absorbs water and eventually may crack the concrete. The

possible. La réaction peut être évitée en utilisant un ciment à faible teneur en aluminat (ciment résistant aux sulfates). La réaction est également moins forte lorsqu'on utilise des pouzzolanes.

1.7.4. Minéraux présentant une instabilité volumétrique [1.12.]

Cette forme de fissuration est généralement causée par des minéraux micacés, tels que les smectites. Le minéral absorbe de l'eau, ce qui crée une pression pouvant fissurer le béton. Certaines roches poreuses, telles que les grauwackes et les marnes, peuvent également absorber de l'eau et gonfler avant la fin du durcissement du béton. Ultérieurement, au cours de la dessiccation du béton, ces roches ont un retrait. Les granulats susceptibles de présenter un tel phénomène seront soumis à des essais accélérés.

1.7.5. Corrosion

Les armatures d'acier noyées dans le béton ont, en général, une couche de passivité sur leur surface, qui protège l'acier contre la corrosion. La carbonatation et les ions de chlorure peuvent détruire cette couche de protection, ce qui permet à la corrosion de prendre naissance lorsque l'humidité et l'admission d'oxygène sont suffisamment élevées.

Les produits de la corrosion ont un volume plus important et l'expansion cause un écaillage ou des fissures parallèles aux armatures.

La corrosion à la suite d'une carbonatation est moins courante. Si l'humidité relative dans le béton est inférieure à 80 %, il n'y aura pas de corrosion ou son développement sera très lent. Si la teneur en eau du béton est élevée, la vitesse de la carbonatation sera très faible, ainsi que l'admission d'oxygène. La corrosion est retardée lorsque le béton recouvrant les armatures a une faible perméabilité, un rapport eau/liant faible et une épaisseur suffisante. Le temps correspondant au début de la corrosion est proportionnel au carré de cette épaisseur. La cure du béton a un effet bénéfique en réduisant la perméabilité.

Afin de retarder ou éviter la corrosion due aux ions de chlorure, il est très important de ne pas ajouter de chlorure soluble au béton au cours de sa fabrication, soit sous la forme d'un adjuvant, soit sous la forme d'un élément contenu dans les granulats ou l'eau. Les sels destinés à la fonte de la neige ou de la glace, contenant des ions de chlorure, seront évités. Le moment de l'amorçage et la vitesse de la corrosion dépendent de la perméabilité et de l'épaisseur du béton recouvrant les armatures. Une faible perméabilité est obtenue au moyen d'un faible rapport eau/ciment et d'une bonne cure. Le moment de l'amorçage de la corrosion dépend aussi de la capacité du liant à se combiner avec les ions de chlorure. Le liant influe aussi sur le seuil correspondant au début de la corrosion.

Dans le cas d'une corrosion survenant à la suite d'une carbonatation, les fissures perpendiculaires aux armatures sont moins dangereuses, car les produits de la réaction peuvent colmater la fissure au point d'attaque et arrêter la progression de la corrosion. En ce qui concerne la corrosion due à des ions de chlorure, les fissures sont très dangereuses, car cet effet de colmatage n'existe pas sauf dans le cas d'eau de mer où les ions de magnésium colmatent parfois le point d'attaque [1.13.].

Les températures élevées augmentent la vitesse de corrosion.

reaction can be avoided by use of cement with a low aluminate content (sulphate-resisting cement). The reaction is also less severe when pozzolans are used.

1.7.4. Volumetrically unstable minerals [1.12]

This form of cracking is generally caused by mica minerals, such as smectites. The mineral absorbs water and creates a pressure which may crack the concrete. Some porous rocks such as greywackes and marls may also absorb water and swell before the concrete has hardened. Later, when the concrete dries, they shrink. Potentially-susceptible aggregates can be checked by accelerated tests.

1.7.5. Corrosion reactions

Reinforcing steel embedded in concrete normally has a passive layer on its surface that protects the steel against corrosion. Carbonation and chloride ions can break down the passive layer and corrosion can start if the humidity and access of oxygen are high enough.

The corrosion products have a larger volume and the expansion causes spalling, or cracks parallel to the reinforcement.

Corrosion following carbonation is less common. If the relative humidity in the concrete is less than about 80 %, no corrosion will take place, or the rate will be very slow. If the concrete is wet, the rate of the carbonation will be very low and the access of oxygen also very low. Corrosion is delayed when the cover has low permeability, a low water/cementitious ratio, and is thick. The time at which corrosion starts is proportional to the square of the cover thickness. Curing has a significant effect in reducing permeability.

To delay or avoid chloride corrosion, it is very important that no soluble chloride is added to the concrete during its manufacture, either as an admixture, or in the aggregate, or in the water. De-icing salts with chloride ions should also be avoided. The initiating time and the corrosion rate depend on the permeability and thickness of the cover. Low permeability is obtained by a low water/cement ratio and good curing. The initiating time is also influenced by the ability of the cementitious material to combine with chloride ions. The threshold value to start the corrosion also depends on the cementitious material.

For corrosion following carbonation, cracks perpendicular to the reinforcement are less dangerous because the reaction products can seal the crack at the point of attack and stop further corrosion. For chloride corrosion, cracks are very dangerous as this sealing effect will not occur except under sea water where magnesium ions sometimes can seal the attack point [1.13].

Higher temperature increases the corrosion speed.

1.8. GEL-DÉGEL

Un béton totalement saturé, soumis au gel, subira des détériorations. Le niveau de saturation et le temps que met le béton pour atteindre ce niveau dépendent de la capillarité du béton et de la configuration des pores remplis d'air. La détérioration résulte de l'augmentation du volume de l'eau, de 9 % environ, sous l'effet du gel, ce qui ne peut être supporté sans fissuration par le béton saturé.

L'attaque par le gel, en présence de sels, est plus sévère. La teneur en sel la plus dangereuse est de l'ordre de 3 %, indépendamment du type de sel.

Le gel de l'eau pure provoque des détériorations internes, tandis que le gel en présence de sels se traduit plus par une attaque en surface se manifestant par un écaillage.

De grandes différences de coefficient de dilatation thermique entre les granulats et la pâte de ciment peuvent être la cause d'une fissuration, en particulier lors de cycles gel-dégel.

Les détériorations du béton dues au gel peuvent être maîtrisées. Un béton sans entraînement d'air, à dosage en ciment élevé et avec un rapport E/C (eau/ciment) faible ($< 0,36$), présente une bonne résistance au gel-dégel, principalement à cause de sa densité relativement élevée et de son imperméabilité élevée. Cependant, dans le domaine des rapports E/C habituellement prescrits pour le béton exposé à l'air ($E/C > 0,47$ à $0,53$), on améliore beaucoup la résistance du béton au gel-dégel en prévoyant un entraînement d'air. L'entraînement d'air sous la forme d'une multitude de bulles, de dimension allant de moins de 20 microns à environ 3 000 microns et espacées de moins de 0,20 mm, empêchera le gel de provoquer des contraintes destructrices dans le béton.

Le gel de l'eau dans les fissures n'est parfois pas nocif, car les pores du béton peuvent souvent résorber l'expansion. Toutefois, le béton absorbera de l'eau plus rapidement. Le gel de l'eau dans les cavités internes et dans les fissures obturées risque de causer des détériorations.

1.9. AUTRES FISSURES

1.9.1. Fissures dues au retrait plastique

De telles fissures se forment lorsque la vitesse d'évaporation en surface dépasse la vitesse de ressuage. Elles se manifestent quelques heures après la mise en place du béton. Ces fissures peuvent être relativement ouvertes en surface (jusqu'à 2 ou 3 mm), mais leur ouverture diminue rapidement avec la profondeur. Dans quelques cas, elles traversent complètement la section. Les fissures se présentent le plus souvent sous la forme d'un réseau sans orientation définie, mais elles peuvent parfois avoir une orientation diagonale ou être orientées par les armatures, leur orientation correspondant parfois à celle du réseau d'armatures.

Une cure précoce (par exemple, réhumidification de la surface et/ou couverture de la surface par des bâches en plastique pour empêcher l'évaporation) peut empêcher la fissuration due au retrait plastique. Ces mesures seront prises avant la dessiccation en surface. Les produits de cure ne sont pas efficaces avant que l'eau en surface ne s'évapore, ce qui est parfois trop tard. On peut utiliser des fibres pour réduire le risque de fissuration, les fibres de plastique donnant les meilleurs résultats.

1.8. FREEZING AND THAWING

Totally saturated concrete will break down when exposed to freezing temperatures. The degree of saturation, and how long it takes for the concrete to reach this, depends on the concrete's capillary and air-pore system. The reason for damage is that water expands by about 9 % on freezing, and this expansion cannot be taken by the saturated concrete without cracking.

Freezing in the presence of salt is a more severe attack. The most severe concentration of salt is about 3 %, independent of the type of salt.

Freezing of pure water causes interior deterioration, whilst freezing in the presence of salt can be seen more as a surface attack which causes scaling.

Large differences in the coefficient of thermal expansion between aggregate and cement paste can cause cracking, especially in freeze-thaw cycles.

Damage to concrete from freezing can be controlled. Non air-entrained concrete with high cement content and a low w/c (water/cement) ratio (< 0.36), develops good resistance to freezing and thawing, primarily because of its relatively high density and attendant high impermeability (water-tightness). However, within the usual range of w/c ratios specified for exposed concrete (> 0.47 to 0.53), greatly increased resistance to freezing and thawing is effected by the purposeful entrainment of air. This entrainment in the form of multitudinous air bubbles, ranging in size from less than 20 micrometers to about 3 000 micrometers, and spaced at less than 0.20 millimetres, will prevent freezing from producing destructive stress in the concrete.

Water freezing in cracks may not be detrimental because the air pores in the concrete often can absorb the expansion. Nevertheless the concrete will absorb water at a faster rate. Freezing water in internal cavities and sealed cracks can be detrimental.

1.9. OTHERS

1.9.1. Plastic shrinkage cracks

Plastic shrinkage cracks are formed when the rate of evaporation from the surface exceeds the rate of bleeding. They occur a few hours after the placing of concrete. They can be rather wide at the top (up to 2 or 3 mm) but diminish rapidly with depth. Despite that, they can sometimes pass through the whole section. They usually appear as a random map pattern but can also be diagonal orientated or orientated by the reinforcement and sometimes follow the pattern of the reinforcement.

Plastic shrinkage cracks can be avoided by early curing, e.g. by re-wetting the surface and/or covering it by plastic sheets to prevent evaporation. These measures must be taken before the surface dries. Curing compounds usually do not work until the free surface water evaporates which may be too late. Fibres can be used to reduce the risk of cracking; plastic fibres would be the best for this purpose.

1.10. REFERENCES

- 1.1. LOMBARDI, G., Chairman's address to Theme A : Concrete dams - fracture problems, International Symposium on analytical evaluation of dam-related safety problems, Vol. 2, Danish and Icelandic National Committees on Large Dams, Copenhagen, July 1989.
- 1.2. CONCRETE SOCIETY, Non structural cracks in concrete, Technical Report N° 22, 3rd Edition, Concrete Society, Slough, 1992.
- 1.3. DAHLBLOM, O. and HACON, T., A program for simulation of temperature in hardening concrete, Swedish State Power Board, Stockholm, 1990/91.
- 1.4. EMBORG, M., Thermal stresses in concrete structures at early ages, Lulea University of Technology, 1989.
- 1.5. DAHLBLOM, O. and HACON, T., A program for simulation of stress in hardening concrete, Swedish State Power Board, Stockholm, 1992/93.
- 1.6. BERCHTEN R A., Repair of the Zeuzier arch dam in Switzerland, Q.57-R.40, ICOLD XVth Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.

- 1.7. FIP, High strength concrete, FIP/CEB Bulletin N° 197, 1990.
- 1.8. The alkali-silica reaction in concrete, Ed. Swamy, R.N., Blackie and Sons Ltd, Glasgow, 1992.
- 1.9. DOLAR-MANTUANI, L., Handbook of concrete aggregates : a petrographic and technological evaluation, Noyes Publications, Park Ridges, New Jersey, USA, 1983.
- 1.10. BICZOC, I., Akademia Kiao, Budapest, 1972.
- 1.11. BRITISH CEMENT ASSOCIATION, Sulphate reaction arising from delayed ettringite reaction, Interim Technical Note N° 12, 1990
- 1.12. GEOLOGICAL SOCIETY, Aggregates : sand gravel and crushed rock aggregates for construction purposes, Ed. Smith, M.R. and Collis, L., Engineering Geology Special Publication N° 9, 1993.
- 1.13. FIDJESTOL, and NIELSEN, Field Test of Reinforcement Corrosion in Concrete, ACI Publication SP-65, Performance of Concrete in Marine Environment, Detroit, 1980, pp. 205-222.

2. CONTRÔLE DES FISSURES ET MESURES D'AUSCULTATION

2.1. FORME, DIMENSIONS ET EMPLACEMENT DES FISSURES

2.1.1. Définition d'une fissure

Une fissuration est une séparation du béton en deux ou plusieurs parties et est, en général, le premier signe d'une détérioration du béton. Il y a deux catégories de fissures :

- **Fissures individuelles.** Un élément de béton peut présenter une fissure ou un nombre limité de fissures qu'il est possible de mesurer et répertorier individuellement au cours d'une inspection. De telles fissures sont souvent d'origine mécanique et peuvent compromettre l'intégrité d'un élément de béton.

- **Réseau de fissures.** Il s'agit de nombreuses fissures apparaissant dans certaines zones de la surface du béton, ou sur la surface totale. De telles fissures traduisent généralement une détérioration du béton et présentent un certain nombre de formes caractéristiques résultant de causes spécifiques.

L'ouverture des fissures permet d'autres détériorations du béton. Un barrage en béton et ses ouvrages annexes sont conçus pour résister aux pressions hydrostatiques élevées venant de la retenue. La pression hydrostatique agissant dans des fissures du corps d'un barrage peut appliquer des forces dangereuses sur des éléments de l'ouvrage, tendant à les séparer, avec risque de propagation des fissures. Ces forces conduisent parfois à des soulèvements ou même à des tassements (exemple, Zillergründl - voir chapitre 5.8.), ou à des mouvements de séparation horizontaux (exemple, Piedra del Aguila [2.1.]).

Même si une fissure en elle-même ne présente pas un grave danger, le mécanisme provoquant la fissure peut constituer une menace pour l'ouvrage. La fissuration du béton est parfois une manifestation visible de contraintes ou de mouvements auxquels le béton ne peut s'adapter.

Parmi les nombreux types de fissures du béton, il importe de reconnaître celles susceptibles d'affecter la sécurité du barrage.

2.1.2. Fissures individuelles

Les caractéristiques d'une fissure individuelle sont les suivantes :

Direction : Longitudinale (parallèle à la crête du barrage);
Verticale;
Horizontale (sur les parements du barrage);
Transversale, diagonale, ou au hasard.

2. CRACK CONTROL AND MONITORING

2.1. FORM, SIZE AND LOCATION OF CRACK

2.1.1. What is a crack?

A crack is a separation of the concrete into two or more sections and is usually the first sign of concrete distress. There are two categories :

- **Individual cracks** – a concrete element may have one or a limited number of cracks that can be individually measured and documented during an inspection. Individual cracks are often structural cracks that may compromise the integrity of a concrete element.

- **Pattern (or map) cracks** – numerous cracks may be visible within areas of a concrete surface, or may affect the entire surface. Pattern cracks are usually a sign of concrete deterioration and tend to display a number of typical forms produced by specific causes.

Cracks provide openings that permit further deterioration of the concrete. By design, a concrete dam and its appurtenant works must withstand considerable hydrostatic pressure from the reservoir. Hydrostatic pressure acting in cracks through the body of a dam may exert dangerous splitting forces on elements of the dam, possibly leading to propagation of the cracks. These forces can be uplift or even down-lift (e.g. Zillergründl – see Section 5.8) or horizontal splitting (e.g. Piedra del Aguila[2.1]).

Even if a crack itself does not present a serious threat, the mechanism causing the crack may threaten the structure. Cracking in concrete may be a visible manifestation of stress or movement that the concrete cannot accommodate.

Of the many types of cracks in concrete, it is necessary to recognise those that may affect the safety of the dam.

2.1.2. Individual cracks

The characteristics of an individual crack can be described as follows :

Direction : Longitudinal (parallel to the crest of the dam);
Vertical;
Horizontal (on the faces of the dam);
Transverse, diagonal, or random.

Ouverture : Fine (inférieure à 0,5 mm), moyenne (entre 0,5 et 2 mm), large (supérieure à 2 mm).

Profondeur : Superficielle, profonde, ou traversant l'ouvrage.

Aspect : Diagonale ou au hasard, avec changement brusque de direction ;
Ouverte, avec tendance à augmentation de l'ouverture ;
Adjacente au béton qui est visiblement déplacé ;
Parfois étroite et diagonale.

Un examen attentif des caractéristiques et de l'emplacement des fissures permet souvent d'en déceler les causes (voir chapitre 1.). Elles peuvent être associées au type de barrage.

Des fissures d'origine mécanique résultent souvent de surcharges dues à des forces actives, de confinements ou de mouvements d'éléments de l'ouvrage. C'est ainsi qu'on en trouve dans des zones de concentration de contraintes, telles que :

- coins d'ouvertures ;
- zones de gradients importants de température ;
- changement brusque d'épaisseur du barrage.

Le tracé des fissures s'écarte parfois de la surface des levées du béton. L'emplacement des fissures peut également donner une indication sur le mécanisme de leur formation. Cette indication n'est pas univoque et le diagnostic peut suggérer d'autres explications possibles de la fissuration.

A partir des données du Tableau 1, on peut essayer d'indiquer les causes possibles de fissuration, suivant le type de barrage. Quelques exemples caractéristiques, dont la liste n'est pas exhaustive, sont donnés ci-après.

1. Barrages-poids, rectilignes ou incurvés

Des fissures horizontales à l'aval, près de la crête, et à l'amont, à un niveau inférieur, peuvent être dues à un gonflement du béton. La même cause, ainsi que le confinement des contraintes entre les appuis, provoquent parfois, également, des fissures verticales, de profondeur limitée, qui partent des puits de drainage verticaux.

Des fissures horizontales peuvent également se former sur (ou près) des joints de reprise ou de construction, où du béton frais a été mis en place sur du béton ancien durci. Lorsque la résistance d'adhérence sur la surface du joint est inférieure aux contraintes de traction ou de cisaillement appliquées en ce point, une fissuration se produira sur cette surface de reprise. La résistance et l'étanchéité des surfaces de reprise dépendent beaucoup du soin apporté à la préparation de ces surfaces au cours de la construction.

Les fissures verticales, de direction amont-aval (Fig. 14), résultant du retrait thermique et formant de nouveaux joints de contraction, indiquent souvent que la distance entre les joints de contraction réalisés est trop grande, compte tenu de la composition du béton et d'autres facteurs tels que les intervalles de bétonnage, l'isolation thermique et l'efficacité du prérefroidissement. Cependant, si le dosage en ciment est trop élevé, les intervalles de temps entre les levées de bétonnage trop

Width : Fine (less than 0.5 mm), medium (between 0.5 and 2 mm), wide (over 2 mm).

Depth : Superficial, deep, or passing through the structure.

Appearance : Diagonal or random, with abrupt changes in direction;
Wide, with a tendency to increase in width;
Adjacent to concrete that is noticeably displaced;
Occasionally narrow and diagonal.

A careful examination of the characteristics and location of the cracks can indicate the possible causes of cracking (see Section 1). These may be associated with the type of dam.

Structural cracks often result from over-stressing due to active forces, constraints, or movement of parts of the structure. Typically, they are located at areas of stress concentration, such as :

- corners of openings;
- areas of large temperature gradients;
- abrupt change of the dam section.

Cracks may also follow inadequately bonded lift surfaces. The location of the cracks also may provide an indication of the mechanism causing them. This indication is not unequivocal and the diagnosis may suggest possible alternatives.

Using the data in Table 1, an attempt can be made to indicate the possible causes of cracking, according to the type of dam. Some typical examples, which are not exhaustive, are as follows :

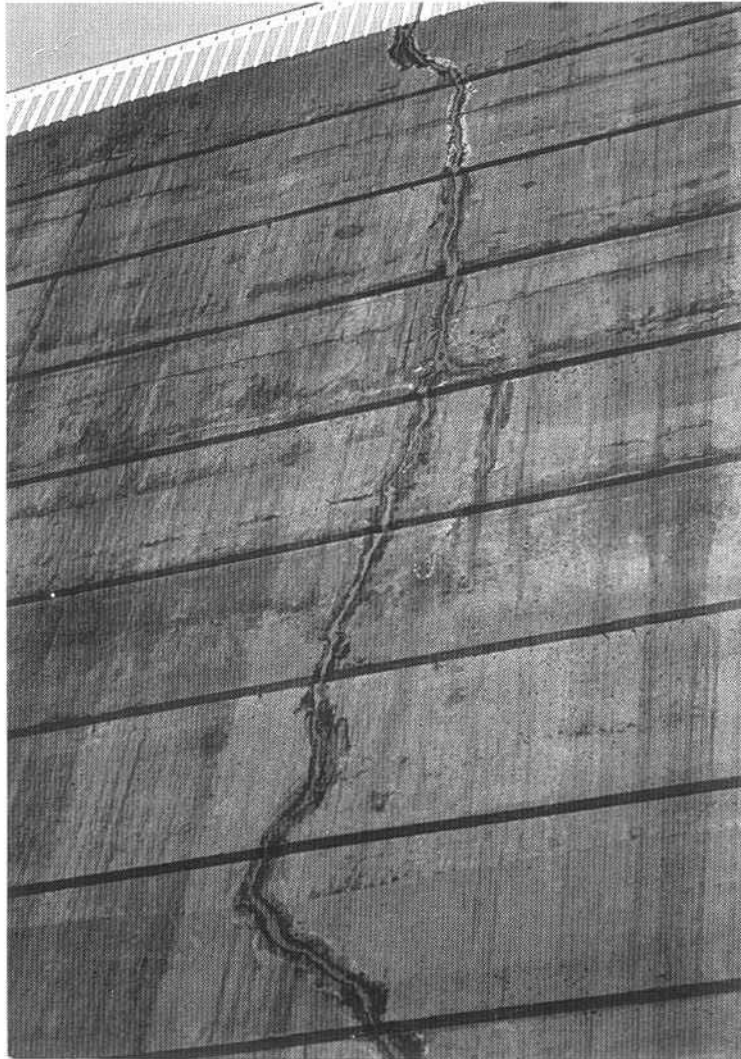
1. Mass gravity dams - straight or curved

Horizontal cracks downstream near the crest, and at a lower level upstream, may be due to concrete expansion. The same cause, and the confinement of stresses between the abutments, can also induce vertical cracks, with limited depth, that start from vertical drainage wells.

Horizontal cracks can also occur at or near construction lift lines (joints) where fresh concrete was placed on hardened concrete from an earlier placement. When the bond strength across the lift line is less than the tensile or shear stresses applied at that point, then lift-line cracking will occur. The final strength and water-tightness of lift lines is most affected by the quality of lift surface preparation achieved during construction.

Vertical cracks in an upstream to downstream direction (see Fig. 14) caused by thermal shrinkage and forming new contraction joints, may indicate that the distance between contraction joints is too large, based on the particular concrete mixture used and other factors such as placement interval, insulation, and adequacy of pre-cooling. However, if the cement content is too high, the intervals between the placement of the lifts too long and the formwork un-insulated, the face to interior

longs et le coffrage non isolé thermiquement, le gradient thermique interne peut être trop sévère et des fissures verticales risquent de se former entre les parements amont et aval, le degré de fermeture des joints de contraction important peu.



La contraction thermique, accompagnée des effets de confinement dus à la fondation, peut aussi causer des fissures verticales dans la partie basse du barrage. Ces fissures peuvent également se former dans une zone de béton où la distance entre les parements amont et aval est excessive et où il n'y a pas de joints de contraction verticaux intermédiaires. De telles fissures sont souvent difficiles à détecter du fait qu'elles ne s'étendent pas généralement jusqu'à l'un ou l'autre parement du barrage.

temperature gradient may be too severe and vertical cracks may form from the upstream to the downstream face no matter how close the contraction joints.



Fig. 14

Photograph of grouted thermal cracks
Photographie de fissures, d'origine thermique, injectées

Thermal contraction, accompanied by the restraining effects of the foundation, can also cause vertical cracks in the lowest part of the dam. These also can be caused by an excessive upstream-downstream dimension in the concrete with no vertical contraction joint. Such cracks may be difficult to detect since they usually do not extend to either face of the dam.

2. Barrages à contreforts et barrages-poids évidés

Dans ces types de barrage, les fissures verticales sont plus évidentes et plus importantes. Dans les barrages-poids évidés, les fissures amont-aval peuvent diviser un élément en deux demi-blocs. Cela se produit parfois lorsqu'il y a une grande différence de niveau de fondation entre deux contreforts. Chaque élément a sa propre flexion. Les contraintes dues aux gradients thermiques peuvent accentuer la fissuration de ce type.



Des fissures verticales apparaissent souvent dans la partie basse des contreforts, dans les barrages à contreforts ainsi que dans les barrages-poids évidés. Elles ne se prolongent pas, en général, au-delà du tiers ou de la moitié de la hauteur du barrage.

2. *Buttress and hollow-gravity dams.*

More evident, and more important, are vertical cracks in this type of dam. Upstream to downstream cracks in hollow-gravity dams may divide an element into two half-blocks. This can happen when there is a considerable difference between the foundation levels of the two buttresses. Each part has its own deflection. Stresses caused by thermal gradients can increase this type of cracking.

Fig. 15

Typical crack pattern in a buttress dam
Réseau caractéristique de fissures dans un barrage à contreforts

Vertical cracks often appear on the lowest part of the buttresses, for both buttress and hollow-gravity dams. They generally stop at one-third to one-half of the dam height, but sometimes can pass through the full depth of the buttress. The

mais traversent parfois tout le contrefort. La dissipation de la chaleur d'hydratation, ainsi que l'effet de confinement de la fondation, sont les causes principales de ces fissures. Les contraintes dues aux gradients thermiques (spécialement dans les barrages-poids évidés) peuvent accentuer la fissuration. Une roche de fondation de faible résistance au cisaillement, et un séisme, augmentent parfois la longueur et l'étendue de ces fissures.

Les fissures verticales dans les contreforts peuvent se rattacher à un réseau orthogonal de fissuration comprenant des fissures horizontales et des fissures diagonales (normales au parement aval).

La Fig. 15 donne un exemple de fissures dans un barrage à contreforts.

3. Barrages-voûte et barrages poids-voûte

L'expansion du béton, soumise à un confinement par les appuis mais ayant une déformation libre dans la direction radiale, peut causer des fissures verticales, à l'amont dans la zone de la clé, et à l'aval aux reins, ainsi que des fissures horizontales à l'aval près du pied du barrage. Ces fissures sont parfois causées par des conditions climatiques chaudes associées à des conditions de réservoir à niveau bas ou vide. Des fissures horizontales peuvent aussi se former sur le parement amont des barrages poids-voûte, aux niveaux supérieurs, du fait de la flexion des consoles vers l'aval, dans la partie supérieure du barrage.

La contraction du béton résultant de la baisse des températures et du retrait hydraulique, ainsi que le fluage, entraînent l'inclinaison des consoles centrales vers l'aval, ce qui peut provoquer des fissures à l'amont, au contact béton-rocher. Ces fissures sont courantes dans les barrages-voûtes lorsque les retenues sont pleines.

L'effet de la dissipation de la chaleur d'hydratation, entravé par la rigidité de la fondation, peut se manifester sous forme d'une fissuration restreinte dans les appuis, approximativement normale à la surface d'appui.

Des fissures horizontales sur le parement amont, tendant à diviser le barrage en « arcs indépendants », risquent de se produire dans les voûtes minces à double courbure, présentant des consoles avec surplomb très prononcé. Ces fissures traduisent qu'au cours de la construction on n'a pas pris suffisamment de soin pour assurer une participation mécanique des consoles adjacentes, ou de soin dans le traitement des surfaces de reprise.

4. Barrages à voûtes multiples

Les fissures au pied amont des voûtes et au contact avec les contreforts dépendent du niveau hyperstatique élevé de l'ouvrage. Les fissures qui se forment dans les contreforts minces prennent souvent la forme d'arcs allant du parement amont vers la fondation, en suivant les lignes de contraintes principales de compression. Les causes sont : contraintes thermiques, confinement dû à la fondation et contraintes principales de traction ou de cisaillement excessives.

2.1.3. Réseau de fissures

Une fissuration peut affecter la surface du béton sous la forme d'un réseau ramifié, analogue à celui visible sur la surface d'une boue sèche, ou sous la forme de

dissipation of the heat of hydration, together with the restraining effect of the foundation, are the main causes of these cracks. Stresses due to thermal gradients (especially in hollow-gravity dams) may emphasise the cracking. Weak and low shear-strength foundation rock, and seismic action can, in some cases, increase the length and extension of these cracks.

Vertical cracks in the buttresses may be part of an orthogonal system of cracking including horizontal cracking and possibly diagonal cracking (normal to the downstream face).

An example of cracks in a buttress dam are shown in Fig. 15.

3. Arch and arch-gravity dams.

Expanding concrete, restrained by the abutments but free to deform in the radial direction, may cause vertical cracks upstream in the area of the crown, and downstream on the haunches, and horizontal cracks downstream near the toe. These cracks are sometimes caused by hot weather coupled with low or empty reservoir condition. Horizontal cracks on the upstream face can also occur at higher elevations in arch-gravity dams due to the downstream cantilevering of the upper part of the dam.

Contraction of concrete caused by decreasing temperatures and drying shrinkage, and creep, causes the central cantilevers to tilt downstream. Horizontal cracks may then occur on the upstream toe in contact with the rock. These cracks are common in arch dams with full reservoirs.

Dissipation of the heat of hydration, restrained by foundation rigidity, can cause limited cracking in the abutments, approximately normal to the supporting surface.

Horizontal cracks on the upstream face, tending to divide the dam into "independent arches", may occur in thin double-curvature arch dams with very overhanging cantilevers. These cracks indicate that not enough care was taken during the construction to ensure composite action with the adjacent cantilevers, or with treatment of lift surfaces.

4. Multiple-arch dams.

Cracks at the upstream toes of the arches, and at the contact with the buttresses, can depend on the high hyperstaticity of the structure. Cracks in the thin buttresses develop, often taking the form of arches from the upstream face towards the foundation, following the principal compressive stresses. The causes can be thermal stresses, foundation restraint and excessive principal tensile or shear stresses.

2.1.3. Pattern cracks

Pattern cracking may affect the surface of the concrete in the form of a branching pattern, or 'map cracking' similar to that seen on the surface of dried

fissures fines, plus ou moins parallèles, présentant des espacements irréguliers et ayant quelques mètres de longueur.

Ces fissures dispersées ont, en général, une profondeur limitée et résultent de divers mécanismes, comme indiqué au Chapitre 1. Elles peuvent avoir pour causes : des contraintes thermiques, un retrait hydraulique, un gonflement anormal, le gel-dégel, des eaux agressives.

En général, la fissuration en surface n'affecte pas la stabilité du barrage, mais elle augmente la perméabilité, permettant ainsi la pénétration de l'eau, ce qui peut accentuer la dégradation.

En conclusion, il est de première importance de surveiller l'ouvrage et de faire un relevé complet des fissures, afin d'estimer le type et l'étendue des fissures.

2.2. RELEVÉ DES FISSURES

2.2.1. Contrôle de la fissuration

Le Comité 201 de l'ACI [2.2.] décrit un contrôle de fissuration comme suit :

« Un contrôle de la fissuration est une inspection d'un ouvrage en béton destinée à localiser, marquer et identifier les fissures, et à établir la relation entre les fissures et les autres phénomènes de détérioration. Le plus souvent, la fissuration est le premier symptôme d'une dégradation du béton. Un tel contrôle revêt donc une grande importance dans l'évaluation de l'aptitude de l'ouvrage à remplir ses fonctions dans l'avenir. Des fissures peuvent survenir très tôt et ne pas évoluer ; d'autres peuvent apparaître tardivement et s'étendre avec le temps ; enfin, certaines peuvent se former à la suite d'un évènement exceptionnel ».

Un contrôle de la fissuration comprendra la description des méthodes et dispositifs de mesure des ouvertures et profondeurs des fissures.

Les conditions associées à la fissuration seront décrites : mouvement différentiel, écaillage, percolation, dépôts résultant d'un lessivage. L'utilisation d'un marteau permet parfois de localiser des fissures, leur présence se traduisant par un son creux lors du coup de marteau.

Les signes externes d'une fissure seront, si possible, mis en corrélation avec les fissures internes. Ces signes externes de fissuration peuvent être repérés lors de la vidange, de la visite et du remplissage des galeries internes, conduits, galeries hydroélectriques, ou autres ouvertures dans l'ouvrage. Afin de relever l'étendue de la fissuration, les moyens suivants sont disponibles : prélèvement de carottes, mesures de la vitesse des sons et ultrasons, télévision en forage, fibres optiques, injection de traceurs (par exemple, eau colorée dans un forage adjacent) et essais de perméabilité.

2.2.2. Relevé des fissures en surface

Les fissures en surface peuvent être relevées en utilisant des levés de plans détaillés, des photographies et des cartes photogrammétriques. Ces relevés seront

mud, or of fine cracks, more or less parallel, and spaced at irregular intervals, some metres long.

Pattern cracks are, in general, limited in depth and may be caused by different mechanisms, as described in Section 1. Typical examples are thermal stress, drying shrinkage, abnormal expansion, freezing and thawing and aggressive water.

In general, surface cracking does not affect the stability of the dam, but it increases the permeability, allowing water to penetrate, which may cause further disruption.

In conclusion, it is of primary importance to survey the structure and conduct a complete mapping of the cracks, so that the type and extent of the cracks may be evaluated.

2.2. MAPPING OF CRACKS

2.2.1. Cracking survey

ACI Committee 201 [2.2] describes a cracking survey as follows :

“ A cracking survey is an examination of a concrete structure for the purpose of locating, marking, and identifying cracks, and of the relationship of the cracks with the other destructive phenomena. In most cases, cracking is the first symptom of concrete distress. Hence, a cracking survey is significant in evaluating the future serviceability of the structure. Some cracks may occur at an early age and may not be progressive; others may occur at later ages and increase in extent with time; and some may occur following some unusual event. ”

A cracking survey will include descriptions of the procedures and devices to be used in measuring the widths and depths of cracks.

Conditions associated with the cracking should be described. These conditions could include differential movement, spalling, seepage, and deposits from leaching. Sometimes cracks can be located by using a hammer, when a hollow sound can indicate the presence of a crack.

Whenever feasible, the external signs of a crack should be correlated with internal cracks. External signs of cracks may be traced by emptying, inspecting and filling culverts, pipes, hydro-electric tunnels, or other openings in the structure. Coring, sonic and ultrasonic pulse velocity measurements, borehole television, optical fibres, trace injection (e.g. dyed water in an adjacent borehole) and permeability tests, can be used to trace the extent of the cracks.

2.2.2. Surface mapping

Surface cracking can be mapped using detailed surveys, photographs, and photogrammetric maps. These drawings should be permanent records and can be

mis à jour continuellement et serviront de données de base pour les contrôles ultérieurs. De la peinture peut servir à souligner les fissures fines, de façon à rendre leur évolution plus perceptible.

Le relevé de surface commence à une extrémité de l'ouvrage et sera prolongé de manière systématique sur l'ensemble de l'ouvrage. Une grille est parfois superposée sur une section afin que les fissures et autres défauts puissent être facilement répertoriés.

Il faut également souligner l'importance des photographies des zones dégradées, comportant une échelle ou un objet familier servant de repère, et permettant de suivre l'évolution de la détérioration.

Pour inspecter le parement amont, on peut utiliser des photo- ou vidéo-caméras étanches. Ces appareils sont manœuvrés à distance ou portés par des plongeurs.

2.2.3. Étendue de la fissuration

Diverses techniques sont disponibles pour estimer l'étendue d'une fissuration en profondeur. Le prélèvement de carottes est la méthode la plus évidente pour déterminer l'emplacement, la direction et l'ouverture de fissures à l'intérieur d'un ouvrage. Des observations dans des trous de forage peuvent être faites par endoscopie ou télévision. Des appareils modernes permettent des mesures de l'inclinaison, de la direction et de l'ouverture des fissures, au moyen de la projection d'images de la paroi intérieure du trou dans un système 3 D - 360°. A partir des carottes extraites, il est possible de préciser l'orientation spatiale des fissures, ce qui facilite les diagnostics physique et chimique.

En raison du coût élevé des forages, on peut procéder à des essais non destructifs (END), en utilisant comme références un nombre limité de forages. Les mesures des vitesses soniques et ultrasoniques sont les méthodes END les plus courantes. Elles sont basées sur l'étude de la propagation d'ondes élastiques. L'analyse des mesures soniques et ultrasoniques peut révéler la présence de fissures. Dans le cas de mesures directes suivant des trajectoires traversant des fissures, il y a parfois des anomalies dans la transmission des signaux soniques. Ces trajectoires sont caractérisées par une faible vitesse sonique apparente et une forte atténuation du signal, en particulier pour les ondes de cisaillement.

Des mesures directes sont possibles entre des surfaces à l'air libre d'un barrage ou entre deux forages (méthode du panneau sonique - "cross-hole"). Une série de mesures, soit parallèles, soit en éventail, permet d'estimer la profondeur et la direction d'une fissure. Lorsque la trajectoire directe entre l'émetteur et le capteur traverse une fissure, il y a augmentation du temps de transmission et atténuation du signal. Lorsque les faces des fissures superficielles sont nettement séparées et que la fissure est située entre les émetteurs et les capteurs, il est possible d'évaluer la profondeur de la fissure suivant la recommandation RILEM de 1973 [2.3.]. La formule suivante donne la profondeur :

$$c = b [(T_c^2/T_1^2) - 1]^{0.5}$$

used as base data in subsequent surveys. Paint can be used to underline fine cracks, so as to make their future evolution easily noticeable.

Surface mapping is begun at one end of the structure and continued in a systematic manner throughout the structure. A grid is sometimes overlain on a section so that cracks and other defects may be easily referenced.

The importance of photographs of significant distress areas, with a scale or familiar object included, for establishing trends and rates of deterioration cannot be over-emphasised.

To check the upstream face, waterproof photo- or video-cameras can be used. These can be remote-controlled or carried by scuba-divers.

2.2.3. Extent of cracking

Various techniques are available for estimating the extent of cracking at depth. Coring is the obvious method of determining the location, direction and width of cracks inside the structure. Observations from boreholes can be made by borehole endoscopy or television. Modern instruments enable measurements to be made of the dip and strike, and the width of cracks, by projecting 3-D and 360° images of the hole's interior surface. With core-drills it is possible to extract cores to determine the precise spatial orientation of the cracks, which can help in the physical and chemical diagnoses.

Because of the expense of drilling, non-destructive testing (NDT) can be carried out using a limited number of boreholes as a reference for the NDT data. Measurements of sonic and ultrasonic velocities are the most common NDT methods. These are based on the study of the propagation of elastic waves. The analysis of the sonic and ultrasonic data can reveal the presence of cracks. For direct measurements in the pathways crossing cracks, there may be anomalies in the transmission of sonic signals. These pathways are characterised by a low apparent sonic velocity and strong attenuation of the signal, particularly for the shear waves.

Direct measurements can be made between free surfaces of the dam or by using two boreholes (cross-hole method). It is possible to estimate the depth and direction of the crack by carrying out a series of measurements, either parallel or fan-like. When the direct path between the transducers crosses a crack, there is an increase in the transit time and an attenuation of the signal. When the sides of superficial cracks are clearly separated, and the fissure is between the transducers, it is possible to estimate the crack depths by following the 1973 RILEM recommendation [2.3]. The depth can be calculated as :

$$c = b [(T_c^2/T_f^2) - 1]^{0.5}$$

où :

c est la profondeur de la fissure,

b est la distance de l'émetteur et du capteur depuis les bords de la fissure en surface,

T_c est le temps de transmission entre l'émetteur et le capteur,

T_1 est le temps de transmission dans une zone voisine n'ayant pas de fissures et dans laquelle les appareils sont placés à la même distance.

Un relevé plus détaillé des fissures peut être réalisé par la tomographie sonore (vitesse et atténuation). La tomographie sonore est une technique permettant d'obtenir des cartes de vitesse et d'atténuation soniques à l'intérieur d'un ouvrage. La méthode consiste à analyser les temps de transmission et les amplitudes des signaux soniques obtenus dans un réseau dense de trajectoires couvrant la section du barrage à examiner.

Si des forages sont disponibles, la méthode de la diagraphie acoustique peut être utilisée pour contrôler l'ouverture et la perméabilité de la fissure. Cette méthode permet de déterminer la vitesse des ondes de compression dans le matériau étudié. Elle consiste à utiliser une sonde à l'intérieur d'un forage, avec un émetteur et un capteur d'ondes élastiques, et à mesurer le temps de parcours des ondes entre les deux appareils.

L'interprétation des logs acoustiques des ondes (logs obtenus à partir des signaux acoustiques complets, plutôt qu'à partir de la simple détection des premières arrivées) est devenue une des plus importantes méthodes pour la caractérisation quantitative des fractures (ouverture équivalente et degré de saturation) dans les reconnaissances géophysiques en forage. Son application au béton est limitée par la disponibilité de forages et par la nécessité de maintenir ceux-ci pleins d'eau pour permettre le couplage sonore entre la sonde et le béton. Si un tubage du forage est nécessaire à cet effet, seule une détection qualitative des fissures est possible.

Une autre méthode géophysique de reconnaissance, récemment introduite, est le géo-radar. Il est basé sur la propagation d'ondes électromagnétiques émises et reçues par des antennes radar. Les changements de perméabilité magnétique et de constante diélectrique, résultant de fissures, provoquent des réflexions et des diffractions des signaux, ce qui permet de les localiser. Les mesures peuvent être effectuées le long de forages en utilisant des sondes avec émetteur et capteur, entre forages en mettant en oeuvre les techniques du panneau sismique ou de la tomographie, ou au moyen des techniques de réflexion depuis une paroi accessible du barrage.

Une méthode récente non destructive utilise des fibres optiques. Elle consiste à contrôler le signal lumineux transmis par la fibre optique noyée dans le béton. Les fibres optiques sont placées de façon à traverser les zones où il y a risque de formation de fissures. Lorsqu'une fissure se propage et atteint la fibre optique, il y a disparition presque totale du signal lumineux transmis par la fibre.

Des essais de perméabilité ou l'injection de traceurs peuvent être utilisés pour vérifier les communications entre fissures. Ces essais permettent également d'estimer l'absorption éventuelle de coulis avant les opérations successives d'injection.

where :

c is the depth of the crack ;

b is the distance of the transmitter and the receiver from the borders of the crack at the surface;

T_c is the transit time between transmitter and receiver;

and T_1 is the transit time in a nearby area that has no cracks and with the transducers placed at the same distance.

In the future, a more detailed mapping of the cracks may be obtained by velocity and attenuation sonic tomography. Sonic tomography is a technique that could provide sonic velocity and attenuation maps of the structure's interior. The method consists of processing the travel times and amplitudes of the sonic signal obtained in a dense network of paths which cover the dam section being investigated.

If boreholes are available, the acoustic logging method could be used to monitor the width and permeability of the crack. Acoustic logging primarily permits the compression velocity of the investigated material to be determined. The method consists of using a probe inside a borehole, with a transmitter and a receiver of elastic waves, and measuring the travel-time of the waves between the two transducers.

Recently, the interpretation of full wave-form acoustic logs (logs obtained by digitising the complete acoustic signals, rather than simply detecting the first arrivals) has become one of the most important methods for quantitative fracture characterisation (equivalent aperture and degree of saturation) in borehole geophysical exploration. Its applicability to concrete is limited by the availability of boreholes, and by the need to maintain the holes full of water to allow the sonic coupling between the probe and the concrete. If casing the borehole is necessary to maintain it water-filled, only a qualitative detection of the cracks is possible.

Another geophysical method of investigation, recently introduced, is geo-radar. This is based on the propagation of electromagnetic waves emitted and received by radar antennae. Changes of magnetic permeability and dielectric constant, caused by cracks, create reflections and diffractions of the signals, which enable them to be located. The measurements can be made along boreholes using probes with a transmitter and receiver, between boreholes using cross-hole or tomography techniques, and with reflection techniques from an accessible surface of the dam.

A recent passive non-destructive method uses fibre optics. It consists of checking the luminous signal transmitted by fibre optics embedded in the concrete. The fibre optics are placed so as to cross the zone of possible crack formation. When a crack propagates and reaches the fibre optics, it causes an almost complete disappearance of the luminous signal transmitted by the fibre.

Permeability tests or trace injections can be used to check interconnections between cracks. These tests are also useful to test the possible absorption of grouting mixes before successive groutings.

Le Tableau 2 résume les principales caractéristiques des diverses méthodes de détection de fissures dans les barrages en béton.

Tableau 2
Avantages et inconvénients des diverses méthodes de détection de fissures dans les barrages en béton

Méthode	Avantages	Limites	Précision approximative
Carottage	Accès direct en profondeur	Zone d'investigation limitée	0,2 mm
Caméra de télévision en forage (voir Fig. 16)	Accès direct en profondeur	Nécessite la propreté de la paroi du forage. Zone d'investigation limitée	0,2 mm
Fibres optiques	Large zone d'investigation	Doivent être prévues avant la construction	0,05 mm
Injection de traceur	Large zone d'investigation	Méthode uniquement qualitative	Grossière
Essai de perméabilité	Large zone d'investigation	Longue durée d'exécution	Dépend de la méthode
Diagraphie sonique (voir Fig. 17)	Réalisable dans des forages remplis de boue ou d'eau	Zone d'investigation limitée. Nécessite des forages remplis d'un fluide	0,2 mm
Panneau sonique (cross-hole)	Large zone d'investigation	Difficile de détecter une fissure unique	Grossière
Tomographie sonique	Large zone d'investigation. Bonne détection	Coûteuse. Longue durée d'exécution	Dépend de la longueur d'onde
Géo-radar	Bonne détection	Ne convient pas au béton saturé	Dépend de la fréquence

La précision, le domaine d'investigation et le coût des diverses méthodes de détection des fissures varient beaucoup.

Les méthodes de détection des fissures en surface sont plus simples et moins coûteuses et peuvent être mises en œuvre par du personnel non-spécialiste.

Les méthodes utilisées pour vérifier l'étendue de la fissuration sont en général plus sophistiquées et nécessitent un personnel qualifié, en particulier pour le dépouillement et l'interprétation des données obtenues.

Les caractéristiques des diverses méthodes doivent être prises en compte lors de la conception d'un dispositif de détection de fissures.

Table 2 summarises the main characteristics of the various mapping methods.

Table 2
Advantages and disadvantages of various methods
of mapping cracks in concrete dams

Method	Advantages	Limitations	Approximate accuracy
Coring	Direct access in depth	Limited check zone	0.2 mm
Borehole TV (see Fig. 16)	Direct access in depth	Requires clean hole surface. Limited check zone	0.2 mm
Fibre optics	Wide area of investigation	Has to be forecast before construction	0.05 mm
Trace injection	Wide area of investigation	Qualitative only	Crude
Permeability test	Wide area of investigation	Long time in execution	Depends on method
Sonic logging (see Fig. 17)	Operable in boreholes filled with mud or water	Limited check zone. Needs fluid-filled borehole	0.2 mm
Sonic cross-hole	Wide area of investigation	Difficult to detect single crack	Crude
Sonic tomography	Wide area of investigation. Good resolution	Expensive. Needs long execution time	Depends on wave length
Geo-radar	Good resolution	Not usable with saturated concrete	Depends on frequency

The accuracy, area of investigation and cost of these differ widely.

The methods for surface mapping of cracking are simpler and cheaper and can be carried out by non-specialised personnel.

The methods used to check the cracking extension are generally more sophisticated and need well-trained personnel, particularly when processing and interpreting the data obtained.

The details of the various methods have to be taken into account when planning a crack mapping survey.

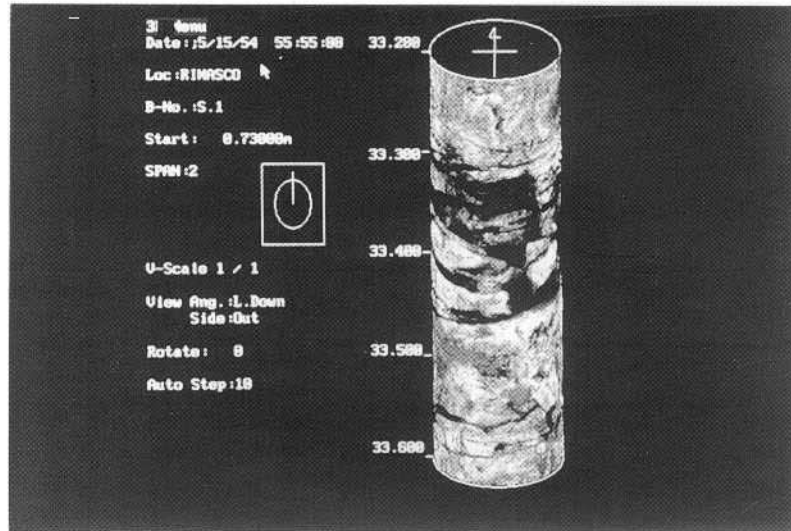


Fig. 16

Three-dimensional reconstruction of a crack using
modern borehole techniques

*Reconstitution tridimensionnelle d'une fissure en utilisant
les techniques modernes en forage*

Fig. 17

Sonic logging in a borehole on a dam abutment

Diagraphie sonique dans un forage sur un appui de barrage

2.3. ÉPOQUE DE LA FISSURATION

L'époque de la fissuration ne correspond pas souvent à la date de la première détection des fissures. Dans certains cas, des fissures ont été enregistrées plusieurs mois ou années après leur première apparition. Plusieurs raisons expliquent ce décalage : difficulté de déceler la présence de fissures, tendance à sous-estimer leur importance et, parfois, tendance à éviter que la fissuration ne soit connue du grand public.

La détection en temps opportun de la fissuration est fortement recommandée, tout d'abord pour des raisons de sécurité, ensuite parce qu'elle permet une meilleure détermination des causes de la fissuration en intervenant suffisamment tôt.

Les fissures causées par les contraintes thermiques résultant de la dissipation de la chaleur d'hydratation surviennent généralement au cours de la construction, quelques semaines ou mois après la mise en place du béton. C'est spécialement le cas lorsqu'il y a un confinement dû aux fondations, comme dans les barrages-poids ou les barrages à contreforts, ou aux reins des barrages-voûtes. Un exemple caractéristique est fourni par des plots en béton construits en été, où la fissuration peut apparaître en automne ou au début de l'hiver lorsque la première baisse significative de la température ambiante survient. Une fissuration de ce type s'arrête généralement lorsque la dissipation de la chaleur d'hydratation prend fin, et n'est pas progressive. L'ouverture des fissures varie suivant le cycle de température. En général, ces fissures ne compromettent pas la sécurité si elles n'affectent pas l'intégrité de l'ouvrage. Néanmoins, elles doivent faire l'objet de mesures d'auscultation et être suivies avec soin afin de contrôler le comportement de l'ouvrage. La possibilité d'infiltration d'eau dans les fissures, avec application de pression interne, doit être examinée.

Des fissures dues à une fondation de mauvaise qualité, à des défauts dans le projet de l'ouvrage, à des techniques de construction inadéquates, ou à des compositions de béton ayant des résistances et des propriétés élastiques insuffisantes pour supporter les contraintes déterminées lors du projet, peuvent survenir à la fin de la construction, ou après la première mise en eau ou des remplissages ultérieurs de la retenue. La manifestation de ces fissures dépend de l'application de la charge et des contraintes thermiques dues au contact avec l'eau stockée. De telles fissures peuvent entraîner des modifications importantes des conditions statiques et dynamiques du barrage, et doivent donc être analysées avec soin, à la fois par un contrôle du comportement global de l'ouvrage au moyen de mesures d'auscultation et par une étude sur modèle mathématique.

Un gonflement du béton résultant d'une alcali-réaction ou de granulats sensibles à l'humidification et à la dessiccation peut se manifester après quelques années. Les fissures sont superficielles ou profondes. Une étude approfondie doit être entreprise, accompagnée d'essais en laboratoire sur des échantillons de béton, afin de connaître la nature et l'étendue du problème.

La fissuration superficielle, résultant de contraintes dans les zones de gradient thermique élevé, survient au cours de la construction et dans les premières années qui la suivent. En général, cette fissuration n'est pas progressive, mais la pénétration de l'eau peut poser des problèmes de fuite et de sous-pression, et contribuer au vieillissement et à la dégradation du béton.

2.3. TIME OF CRACKING

Time of cracking often is not the time when cracks are first recorded. In some cases cracks have been recorded many months or years after they first appeared. Many reasons could explain this delay: the difficulty of discovering the presence of cracks, the tendency to underestimate their importance and, in some cases, the tendency to prevent cracking becoming public knowledge.

Timely detection of cracking is highly recommended; first for reasons of safety and secondly because it can improve determination of the causes of cracking and allows earlier control of the reasons for the cracks.

Cracks caused by thermal stresses due to the dissipation of the heat of hydration generally occur during construction, some weeks or a few months after the concrete is placed. This is especially the case when there is restraint from the foundations, such as in mass gravity or buttress dams, or in the haunches of arch dams. Typical are concrete blocks placed in summer, where cracking can appear in autumn or early winter when the first significant drop in ambient temperature occurs. This kind of cracking generally stops when the heat of hydration has ceased, and is not progressive. The opening of the cracks varies according the temperature cycle. In general, these cracks are not a safety hazard if they do not affect the integrity of the structure. Nevertheless, they must be monitored and carefully checked to control the behaviour of the structure. The possibility of seepage penetrating the cracks and subjecting them to internal pressure needs to be considered.

Cracks due to a weak or faulty foundation, to flaws in the structural design, to poor construction techniques, or to concrete mixes with strength or elastic properties inadequate to withstand the design stresses, can occur at the end of construction, or after the first or a few reservoir fillings. When they occur depends on the application of the load and on thermal stresses caused by contact with the impounded water. These types of cracking can significantly change the static and dynamic condition of the dam, so they must be carefully examined, both by monitoring the general behaviour of the structure and by mathematical model analysis.

Mass expansion caused by alkali-aggregate reaction or by aggregate sensitive to wetting and drying, may reveal itself after some years. Cracks may be superficial or deep. Careful analysis must be undertaken, accompanied by laboratory tests on concrete samples, to ascertain the nature and extent of the problem.

Superficial cracking caused by stresses in areas of high thermal gradient occur during construction and in the early years afterwards. In general, they are not progressive, but the penetration of water can pose problems of leakage and uplift, and can facilitate the ageing and disruption of the concrete.

La fissuration en forme de réseau, résultant de l'humidification/dessiccation, du gel/dégel et de la pénétration d'eaux agressives, apparaît quelques années après la construction et dépend du degré de sévérité de ces actions et de la qualité du béton. À la longue, les fissures peuvent atteindre une certaine profondeur et provoquer une dégradation progressive du béton. Sauf dans le cas d'ouvrages minces, une telle fissuration n'affecte pas la sécurité du barrage, mais est un phénomène de vieillissement qu'il faut surveiller avec soin.

Tous les exemples mentionnés ci-dessus soulignent la nécessité de mettre en oeuvre rapidement des appareils de mesure adéquats et efficaces pour une surveillance à long terme de tout type de fissures, en particulier des fissures individuelles.

2.4. AUSCULTATION À LONG TERME

Une auscultation à long terme implique l'auscultation globale de l'ouvrage. Son comportement dans le temps peut révéler des anomalies, dues à la présence ou au développement de fissures, susceptibles d'affecter l'intégrité du barrage. Un des principaux objectifs de l'auscultation est de déterminer si le développement des fissures s'est stabilisé ou a tendance à se stabiliser, ou s'il continue ou est susceptible de continuer.

Les appareils, dispositifs et méthodes d'auscultation sont décrits dans le Bulletin CIGB n° 68 « Auscultation des barrages et de leurs fondations » [2.4.]. Le présent chapitre traite spécifiquement de l'auscultation des fissures. En pratique, toutes les méthodes précédemment décrites et concernant le relevé des fissures (voir Tableau 2) conviennent également pour l'auscultation des fissures. En particulier, les méthodes soniques, la caméra de télévision en forage, les fibres optiques, l'injection de traceur et les essais de perméabilité peuvent être utilisés, en comparant les résultats sur toute la période d'exécution.

Des méthodes spécifiques d'auscultation peuvent se subdiviser en deux groupes : auscultation en surface et auscultation en profondeur.

Les méthodes d'auscultation en surface sont résumées dans le Tableau 3, extrait du document SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches) "Méthodes recommandées pour la mesure, en surface, des mouvements à travers des discontinuités" [2.5.]. Ces méthodes, utilisées pour l'auscultation des fissures dans les roches, sont toutes applicables aux fissures dans le béton.

Parmi les méthodes recommandées par la SIMR - méthodes optiques, mécaniques et électriques -, les méthodes optiques (topographie et photogrammétrie) permettent l'auscultation de grandes zones, mais leur précision est limitée pour la détection des mouvements des fissures.

Les méthodes mécaniques figurant dans le Tableau 3 sont, en général, simples et peu coûteuses ; elles consistent en appareils placés à cheval sur une fissure individuelle. Leurs lectures nécessitent que le personnel chargé des mesures puisse accéder aux appareils ; la précision des mesures des mouvements des fissures varie de 0,01 à 2 mm.

Pattern cracking caused by wetting and drying, freezing and thawing, and penetration of aggressive waters, becomes apparent some years after construction, depending on the severity of exposure and the quality of concrete. In time, the cracks can penetrate to some depth and lead to progressive disruption of the concrete. Except for very thin structures, it does not affect the safety of the dam, but is an ageing phenomenon that must be carefully monitored.

All the examples quoted above stress the need for the prompt provision of adequate and effective instrumentation for the long-term monitoring of any type of cracking, and individual cracks in particular.

2.4. LONG-TERM MONITORING

Long-term monitoring implies the overall monitoring of the structure. Its behaviour with time may reveal anomalies, caused by the presence or development of cracks, that could affect the integrity of the dam. One of the main objectives of monitoring is to determine if the development of cracks has tended, or is tending, to stabilise, or if it is increasing, or is liable to increase progressively.

Instruments, systems and methods for monitoring are described in ICOLD Bulletin N° 68 *Monitoring of dams and their foundations* [2.4]. This Section deals specifically with the monitoring of cracks. Practically all the previously-described methods for surveying cracks (see Table 2) are also suitable for monitoring cracks. In particular, sonic methods, borehole television, fibre optics, trace injection and permeability tests can be used, comparing the results of the measurements taken over time.

Specific methods for monitoring are sub-divisible into surface monitoring and in-depth monitoring.

For surface monitoring, the methods are summarised in Table 3, which is extracted from ISRM, *Suggested methods for surface monitoring of movements across discontinuities* [2.5]. These methods, used in checking rock fissures, are all suitable for monitoring concrete cracks.

Among the ISRM suggested methods – optical, mechanical and electrical – the optical methods (surveying and photogrammetry) permit large areas to be monitored, but are of limited accuracy in the detection of crack movement.

The mechanical methods, listed in Table 3, are normally simple and inexpensive, and consist of instruments positioned across a single crack. Their reading requires access by monitoring technicians, and their accuracy in the measurement of the crack movements varies from 0.01 to 2 mm.

Tableau 3 - Avantages et inconvénients des diverses méthodes d'auscultation, en surface, des fissures dans les barrages en béton

Méthode	Avantages	Limites	Précision approximative
---------	-----------	---------	-------------------------

Méthodes optiques

Topographie	L'auscultation peut couvrir une grande zone	Précision limitée. Nécessite une main d'œuvre importante	Dépend de la méthode. Subjective
Photogrammétrie	L'auscultation donne des résultats détaillés et complets	Précision limitée. L'auscultation couvre une grande zone. Les mesures et leur interprétation nécessitent des spécialistes	Dépend de la méthode. Subjective

Méthodes mécaniques

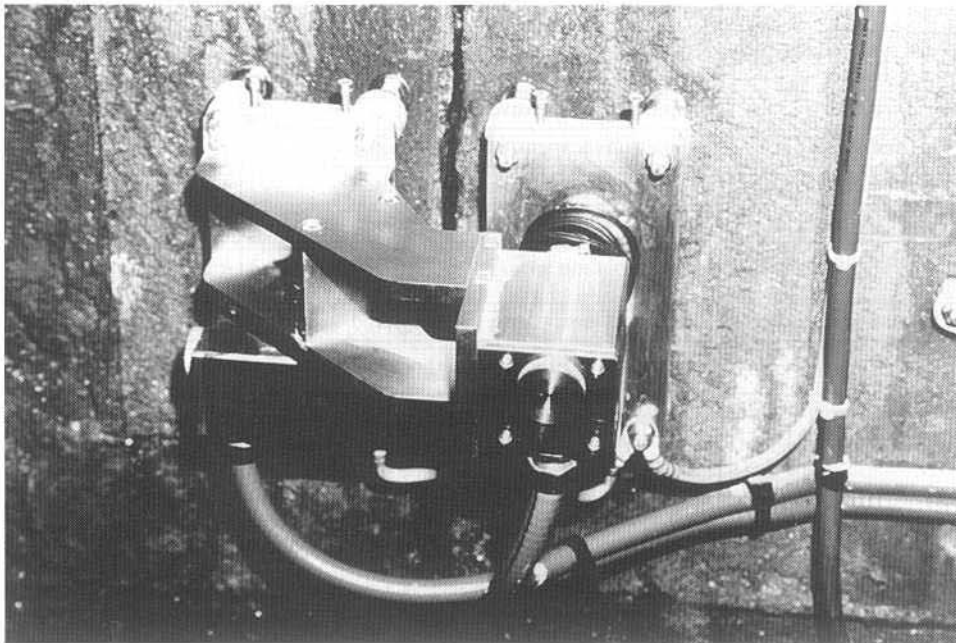
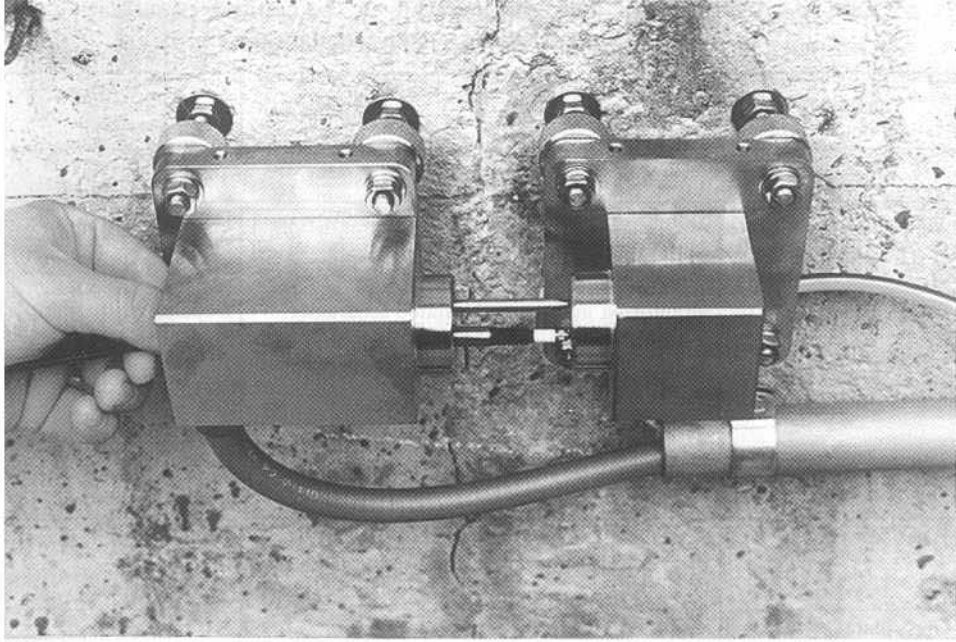
Coins de bois	Méthode simple et peu coûteuse	Méthode uniquement qualitative. Interprétation non fiable	Grossière
Plaques de verre	Simple et peu coûteuse		± 1 mm
Témoins de plâtre	Simple et peu coûteuse		± 1 mm
Fiches et ruban	Simple et peu coûteuse		± 2 mm
Fiches et fil tendu, avec poids	Simple et peu coûteuse. Peut constituer un dispositif d'alarme		± 2 mm
Fiches et extensomètre mécanique	Simple		± 0,1 mm
Indicateur en grille	Simple et peu coûteuse		± 0,1 mm
Fiches et règle en acier	Simple et peu coûteuse	Portée limitée	± 0,5 mm
Fiches et calibre	Simple et peu coûteuse	Portée limitée	± 0,2 mm
Extensomètre à ruban	Simple		± 0,2 mm
Jauge mécanique amovible	Simple	Portée limitée	± 0,01 mm
Indicateur à cadran	Simple et peu coûteuse	Portée limitée	± 0,01 mm

Méthodes électriques

Jauge électrique d'ouverture de joint (Fig. 18 et 19)	Permet une télémesure et des lectures fréquentes (cycles journaliers)	Coûteuse. Domaine parfois limité, mais pouvant être étendu par recalage de l'appareil. La lecture peut être affectée par des changements de fil de raccordement, la température et d'autres conditions de milieu.	± 0,002 – 0,1 mm Dépend de l'appareil de mesure
---	---	---	--

Table 3 - Advantages and disadvantages of various methods of surface monitoring of cracks in concrete dams

Method	Advantages	Limitations	Approximate accuracy
Optical methods			
Surveying	Monitoring can cover a large area	Limited accuracy. Monitoring is labour intensive	Depends on method. Subjective
Photogrammetry	Monitoring gives comprehensive data	Limited accuracy. Monitoring is over a large area. Monitoring and interpretation require specialist skill	Depends on method. Subjective
Mechanical methods			
Wooden wedges	Simple and inexpensive	Qualitative only. Interpretation unreliable	Crude
Glass plates	Simple and inexpensive		± 1 mm
Plaster patches	Simple and inexpensive		± 1 mm
Pins and tape	Simple and inexpensive		± 2 mm
Pins and tensioned wire, using weights	Simple and inexpensive. Can be adapted to trigger alarm		± 2 mm
Pins and mechanical extensometer	Simple		± 0.1 mm
Grid tell-tale	Simple and inexpensive		± 0.1 mm
Pins and steel rule	Simple and inexpensive	Span limited	± 0.5 mm
Pins and callipers	Simple and inexpensive	Span limited	± 0.2 mm
Tape extensometer	Simple		± 0.2 mm
Portable mechanical gauge	Simple	Span limited	± 0.01 mm
Dial indicator	Simple and inexpensive	Span limited	± 0.01 mm
Electrical methods			
Electrical joint meter (see Fig. 18 and 19)	Allows reading to be made at a remote location and be made frequently throughout daily cycles	Expensive. Range may be limited, but can be extended by resetting. Reading can be affected by changing lead wire, temperature and other environmental conditions	± 0.002 - 0.1 mm Depends on transducer






Fig. 18
Uni-axial crack meter
Fissuromètre uniaxial

Fig. 19
Bi-axial crack meter
Fissuromètre biaxial

Parmi les méthodes mécaniques les plus précises, on peut indiquer :

- *Fiches (broches) et extensomètres mécaniques.* - Il s'agit d'un ruban d'acier amovible avec des trous poinçonnés, ou d'un fil d'acier, qui est attaché à une fiche sur un côté de la discontinuité et à un extensomètre mécanique sur l'autre côté. L'indicateur de mesure, qui est ajusté pour appliquer une tension constante, donne les mouvements de la fissure.

- *Extensomètre à ruban.* - Il s'agit d'un ruban, en série avec un ressort ajustable pour le contrôle de la tension, et d'un indicateur à cadran pour la mesure du mouvement de la fissure. Pour la mesure, l'extensomètre à ruban est attaché à des fiches-repères situées de part et d'autre de la discontinuité.

- *Indicateur à cadran.* - Cet appareil est fixé à un taquet (support) sur l'un des côtés de la fissure et s'appuie sur une surface de référence façonnée, située sur l'autre côté.

Les méthodes électriques donnent des mesures plus précises et permettent des télémessures, mais elles sont plus coûteuses et leur domaine de mesure est limité (cependant, elles conviennent presque toujours pour le contrôle des fissures dans les barrages). Les appareils disponibles comprennent : potentiomètres linéaires, transformateurs différentiels à variation linéaire, transformateurs différentiels à courant direct, appareils à corde vibrante, strain-gauges à résistance et appareils à inductance.

Diverses méthodes sont disponibles pour l'auscultation en profondeur. Le Tableau 4 donne des exemples.

Tableau 4
Avantages et inconvénients des diverses méthodes d'auscultation en profondeur, des fissures dans les barrages en béton

Méthode	Avantages	Limites	Précision approximative
Extensomètre en forage	Télémessure électronique possible	Coûteuse. Zone d'auscultation limitée	$\pm 0,01$ mm
Micromètre coulissant (Fig.20)	Permet de connaître la répartition complète des déformations le long du forage	Coûteuse	$\pm 0,003$ mm
Émissions acoustiques	Investigation dans un volume important	Coûteuse avant la construction	Localisation grossière de la fissure

Les appareils en forage permettent de mesurer les mouvements des fissures qui ne sont pas accessibles depuis la surface. Parmi ces appareils, il y a les extensomètres à position unique ou multiple. L'appareil est introduit dans un forage et ancré à des emplacements unique ou multiples entre les fissures à contrôler. Les appareils mesurent les déplacements relatifs des ancrages, fixés mécaniquement à la paroi du forage. Les extensomètres en forage présentent les avantages d'une bonne sensibilité et d'une possibilité de télémessure électronique. Un appareil identique à

Among the more precise mechanical methods are :

- *Pins and mechanical extensometers* – these consist of a portable steel tape with punched holes, or of a steel wire, that is attached to a pin on one side of the discontinuity and to a mechanical extensometer on the other side. The indicator, which is adjusted to apply a constant tension, provides the crack movement data.

- *Tape extensometer* – this essentially consists of a tape, in series with an adjustable spring for tension control, and a dial indicator for measuring crack movement. To make the measurements, the tape extensometer is attached to reference pins on each side of the discontinuity.

- *Dial indicator* – a dial indicator is attached to a bracket on one side of the crack and bears against a machined reference surface on the other side.

Electrical methods give the most precise measurements and allow readings to be taken remotely, but they are also the most expensive and their range may be limited (although practically always adequate for cracks in dams). Available transducers include linear potentiometers, linear-variable differential transformers, direct-current differential transformers, vibrating-wire transducers, resistance strain-gauge transducers and inductance transducers.

Various methods can be used for in-depth monitoring. Examples are shown in Table 4.

Table 4
Advantages and disadvantages of various methods
of in-depth monitoring of cracks in concrete dams

Method	Advantages	Limitations	Approximate accuracy
Borehole extensometer	Possible remote electronic readout	Expensive. Limited check zone	± 0.01 mm
Sliding micrometer (see Fig. 20)	Complete distribution of strains along borehole	Expensive	± 0.003 mm
Acoustic emissions	Large volume of investigation	Expensive before construction	Crude crack location

Instruments placed in boreholes can be used for measuring the movement of cracks that are not accessible from the surface. Among these instruments there are the single- and multiple-position borehole extensometers. The instrument is positioned in a borehole and anchored at single or multiple locations between the cracks to be monitored. The instruments measure the relative displacement of the anchors, which are mechanically fixed to the wall of the borehole. The advantages of borehole extensometers include good sensitivity and remote electronic readout. An



l'extensomètre, mais utilisé lorsque la répartition complète des déformations et des déplacements axiaux le long d'un forage doit être relevée, est le micromètre coulissant. Il permet une mesure très précise des déformations, tous les mètres le long du forage, mais nécessite une sonde mobile qui est placée successivement entre deux points d'ancrage (intervalle de un mètre).

Une autre méthode prometteuse est celle de l'émission acoustique. Une émission acoustique est la libération spontanée d'énergie de déformation en un point d'un matériau soumis à des contraintes. Cette libération d'énergie produit des ondes de contrainte pouvant être détectées par des accéléromètres ou des hydrophones. L'analyse des formes des ondes détectées permet de connaître l'emplacement de la zone de fissures et son évolution dans le temps.

Fig. 20

Measurements with a sliding micro-meter
Mesures au moyen d'un micromètre coulissant

instrument similar to the extensometer, but used when the full distribution of strains and axial displacements along a borehole has to be recorded, is the sliding micrometer. This permits a very precise reading of the strain every meter along the borehole, but requires the measurements to be made using a removable probe that is moved between every two successive anchor points (one metre apart).

Another promising method is acoustic emission (AE) testing. An acoustic emission is the spontaneous release of localised strain energy in a stressed material. This release of energy produces stress waves which can be detected by accelerometers or hydro-phones. By analysing the wave forms of the detected AE, the position of the zone of cracking, and its evolution over time, can be deduced.

2.5. REFERENCES

- 2.1. LOMBARDI, G., Concrete dams and their foundations - evaluation for static loading, International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 4, Grindelwald, Switzerland, April 1993, pp. 77-90
- 2.2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Guide for making a condition survey of concrete in service, ACI Committee 201.1R, Detroit, 1980.

- 2.3. RILEM, Les essais sur béton par la méthode de l'auscultation dynamique -
Recommandations, Annales de l'I.T.B.T.P., N° 309-310, 1973.
- 2.4. ICOLD/CIGB, Monitoring of dams and their foundations - State of the
art/Auscultation des barrages et de leurs fondations - Technique actuelle,
Bulletin N° 68, Paris, 1989.
- 2.5. ISMR, Suggested methods for surface monitoring of movements across
discontinuities, International Journal of Rock Mechanics, Abstract N° 5, Vol.
21, 1984, pp. 265-276.

3. TRAITEMENT DES FISSURES ET RÉPARATIONS

3.1. NÉCESSITÉ D'UNE RÉPARATION

Lorsque des fissures ont été détectées, inspectées, relevées, répertoriées sur croquis et mesurées, la principale question qui se pose est la suivante : « que faire maintenant ? ». La réponse dépendra des conclusions tirées quant à l'évolution des fissures : tendance à une progression ou à une stabilisation.

La sécurité peut être principalement affectée par des fissures individuelles, mais toutes les fissures de ce type ne sont pas dangereuses. La situation doit être examinée de manière objective, du point de vue de la sécurité, afin de sélectionner les meilleures mesures destinées à :

- éliminer, si possible, les causes de fissuration;
- restaurer les conditions de projet;
- enlever et remplacer le béton endommagé ou disloqué;
- étancher ou protéger les zones exposées à une dégradation.

Avant de prendre un décision sur le type de réparation, le mécanisme de la fissuration, ainsi que les caractéristiques et le comportement des fissures, doivent être compris. À cet effet, les résultats du relevé détaillé et des mesures d'auscultation concernant les fissures et l'ensemble de l'ouvrage sont nécessaires (voir chapitre 2).

Si l'on juge que la fissuration de l'ouvrage peut compromettre sa stabilité globale, un modèle aux éléments finis du barrage sera établi, en y introduisant la géométrie (emplacement, longueur, profondeur, ouverture) et la rugosité des fissures, afin de pouvoir analyser le comportement du barrage fissuré. Les concentrations de contraintes dans certaines zones seront également vérifiées (voir chapitre 5.3. donnant un exemple d'une telle analyse).

Si une situation critique se présente, il y a un grand choix de solutions pour la réparation ou le renforcement de l'ouvrage. On peut adopter des injections à base de résine époxyde ou d'autres composés chimiques, ou des injections à base de ciments spéciaux, en vue de rétablir la continuité de l'ouvrage. Une grande attention doit être portée au choix du moment d'exécution des injections, qui dépend des températures du béton et de l'air, ainsi qu'au choix des pressions d'injection (voir chapitre 3.2.). L'injection a pour but de renforcer l'ouvrage ayant subi des déformations, mais elle peut réduire sa flexibilité. Ce dernier point doit être examiné avec soin.

Si la stabilité de l'ouvrage n'est pas affectée, la fissure, qui constitue un nouveau joint de contraction dans un bloc, sera laissée libre de se mouvoir. Elle sera remplie d'un matériau élasto-plastique approprié, agissant comme un waterstop, mais permettant des déplacements relatifs.

3. CRACK ACCOMMODATION AND REPAIR

3.1. NEED FOR REPAIR

When cracks have been detected, inspected, surveyed, mapped, and monitored, the main question is “ what shall we do now? ”. The answer will be affected by conclusions reached as to whether the development of cracking is liable to increase progressively, or is likely to stabilise.

Safety may be affected mainly by individual cracks, but not all such cracks are detrimental. The situation must be objectively examined, first from the point of view of safety, to select the best actions for :

- eliminating, if possible, the causes of cracking;
- restoring the design conditions;
- removing and replacing damaged or disrupted concrete;
- waterproofing or protecting areas in danger of decay.

Before deciding on the type of repair, the mechanism of the cracking and the characteristics and behaviour of the cracks must be understood. To assist in this, the results of a detailed survey and monitoring of the cracks and of the whole structure are needed (see Section 2).

If it is considered that the cracking in the structure could affect the overall stability, a finite-element model of the dam should be created, introducing the geometry (location, length, depth, width) and roughness of the cracks, so that the behaviour of the cracked structure can be analysed. Concentrations of stresses in some restricted areas should also be checked (see Section 5.3 for an example of such an analysis).

If a critical situation results, there is a wide choice of solutions for repairing or reinforcing the structure. Grouting is possible with epoxy or other chemical compounds, or with special cements, to regain the continuity of the structure. Attention must be paid to the correct time to undertake the grouting, which can depend on the concrete and air temperatures. Grouting pressures must be chosen with particular care (see Section 3.2). Grouting must be expected to reinforce the deformed condition of the structure as it exists at the time, and might reduce its flexibility. The implication of the reduction should be carefully considered.

If stability is not affected, cracks that form a new contraction joint in a block should be left free to deform. They should be filled with a suitable elasto-plastic material acting as a water-stop, but able to allow relative displacements.

Les fissures sur le parement amont seront étanchées pour éviter la formation de sous-pressions et réduire les fuites.

Les fissures dans les barrages-voûtes méritent une attention particulière. Toute action pour restaurer la distribution initiale des contraintes doit être étudiée avec soin sur un modèle mathématique, tenant compte du niveau hyperstatique élevé de l'ouvrage.

Les fissures verticales et/ou horizontales dans les âmes des barrages à contreforts, lorsqu'elles sont stabilisées et n'intéressent qu'une hauteur limitée du plot, peuvent ne pas affecter la stabilité de l'ouvrage et ne pas nécessiter de réparation. Les fissures s'ouvrent et se ferment de façon cyclique, de sorte que l'injection pourrait avoir un effet nuisible. Une auscultation rigoureuse et un contrôle périodique sont indispensables. Par contre, si la fissuration progresse et tend à diviser l'ouvrage en deux ou plusieurs parties, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le barrage au moyen de structures supplémentaires en béton, ou de prendre d'autres mesures appropriées. Si l'on utilise la précontrainte (chapitre 3.3.), il faudra prendre soin d'éviter des concentrations dangereuses de contraintes (voir exemple, chapitre 5.3.).

L'étanchement complet du parement amont au moyen de membranes plastiques ou d'autres dispositifs est parfois nécessaire, non seulement pour éliminer les fuites, mais aussi pour protéger le béton contre les eaux agressives et éviter sa dégradation (voir exemple, chapitre 5.7.). Cependant, il est peu probable que les effets de l'alcali-réaction soient arrêtés par cette méthode.

Lorsque le réseau de fissures sur le parement amont, résultant du gel-dégel, de l'humidification-dessiccation, de l'action des sulfates ou d'autres causes, conduit à une dégradation progressive du béton, tout le matériau détérioré doit être enlevé et remplacé par un nouveau béton approprié, avec un dispositif complémentaire de drainage si nécessaire (chapitre 3.4.).

Chaque situation nécessitera une solution spécifique. Dans tous les cas, le programme de réparation, de restauration, de renforcement et de remplacement doit être conçu avec beaucoup de soin. Il importe de suivre les travaux en mettant en oeuvre un programme d'auscultation (chapitre 3.6.). Les améliorations obtenues seront vérifiées par le dispositif d'auscultation installé, ou en répétant les essais ou mesures effectuées avant la réparation.

3.2. INJECTIONS

3.2.1. Introduction

L'injection est largement utilisée pour le traitement des fissures dans les barrages. Lorsque la retenue ne peut être vidée, c'est souvent la seule méthode applicable. Théoriquement, il n'y a pas de raison que les techniques et matériaux adoptés pour l'injection des fissures dans le béton ne puissent profiter de l'expérience acquise dans l'injection des fissures dans les roches. En pratique, les coulis d'injection sont à base de ciment, de silicates ou de résines.

Cracks on the upstream faces should be sealed to avoid the development of uplift, to improve water-tightness and to reduce leakage.

Cracks in arch dams are of particular concern. Any action to restore the original distribution of stresses must be carefully analysed by a mathematical model, taking into account the high hyperstaticity of the structure.

Vertical and/or horizontal cracks in the webs of buttress dams, when stable and extending to a limited height of the block, may not affect the safety of the structure and may not need repair. The cracks may open and close cyclically, so grouting could have a harmful effect. Stringent monitoring and periodic checking is essential. Otherwise, if the cracks are progressive and tend to divide the structure into two or more parts, it may be necessary to reinforce the dam with additional concrete structures or to take other suitable measures. If post-tensioning is used (see Section 3.3), care must be taken to avoid harmful concentrations of stresses (see Section 5.3 for an example).

Complete waterproofing of the upstream face with plastic membranes or other systems may be necessary, not only to eliminate leakage, but also to protect the concrete from aggressive waters and to prevent its decay (see Section 5.7 for an example). However it is unlikely that the effects of alkali-aggregate reaction will be halted by this method.

When pattern cracking on the upstream face, due to freezing and thawing, wetting and drying, sulphate action, or other causes, leads to progressive disruption of the concrete, all damaged material must be removed and replaced with a suitable new concrete structure, provided with an additional drainage system if necessary (see Section 3.4).

Each situation will require a site-specific solution. In all cases, the programme for repairing, restoring, reinforcing and replacing must be carefully planned. It is important to follow the work with a programme of monitoring (see Section 3.6). The benefits obtained must be checked by the installed monitoring system, or by repeating tests or measurements made before the repair.

3.2. GROUTING

3.2.1. Introduction

Grouting is widely-used to fill cracks in dams. In cases where the reservoir cannot be drawn down it may be the only method readily available. In theory there is no reason why the techniques and materials employed to grout cracks in concrete cannot follow experience developed from grouting fissures in rock. In practice, the grouts used tend to be based on cement, silicates or resins.

L'objectif principal d'une injection est de remplir les vides afin d'empêcher le passage de l'eau et donc de protéger l'ouvrage contre l'érosion, avec un minimum de perte et sans destruction des drains ou forages de décompression.

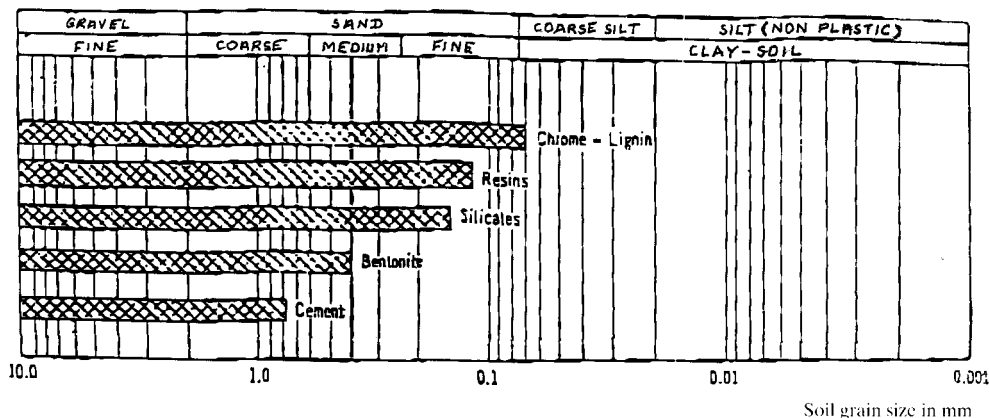
Il faut attirer l'attention sur le problème posé par l'injection pouvant, malencontreusement, obstruer le dispositif existant de décharge des pressions internes, ainsi que les fissures dans les barrages, qui doivent rester ouvertes et fonctionnelles. Lors de l'élaboration du programme de traitement par injection, l'ingénieur doit tenir compte du dispositif de décompression existant dans l'ouvrage. Les spécifications formulées lors de l'établissement du programme d'injection doivent souligner la nécessité de ne pas introduire de coulis dans le dispositif de décompression, et de procéder à une auscultation pour s'assurer que ce dispositif continue à bien fonctionner. Dès le début des opérations d'injection, il importe de contrôler l'absorption de coulis pour s'assurer qu'il pénètre seulement dans la zone à injecter et non dans les drains de décompression.

Le coulis d'injection le moins coûteux, le plus facilement disponible et le plus largement utilisé est à base de ciment, suivi par les résines. Des silicates ont été utilisés, par exemple au barrage de Garichte (Suisse) [3.1.]. Ils faisaient partie d'un dispositif global d'injection, comprenant également des ciments et des résines. Des résines polyuréthannes ont été aussi adoptées pour étancher des joints et des fissures dans des barrages aux États-Unis [3.2.] et dans d'autres pays.

Le choix du coulis d'injection dépend d'un certain nombre de facteurs dont l'un est l'injectabilité du matériau. La Fig. 21 indique les diverses catégories de sol dans lesquelles le ciment, la bentonite, les silicates et les résines peuvent être utilisés en fonction de la granulométrie du sol. L'injectabilité dépend, en grande partie, de la granulométrie du coulis. La Fig. 22 donne les limites pratiques d'utilisation des coulis en fonction de la perméabilité du sol et du diamètre des grains du coulis.

Pour déterminer si une fissure dans le béton est injectable, on doit tenir compte des caractéristiques du coulis (viscosité, cohésion, limite de résistance, durée pratique d'utilisation, ressuage, résistance au délavage [3.3.]) et de la fissure (active ou passive, humide ou sèche, pression d'eau, circulation d'eau).

Bien que les Fig. 21 et 22 concernent des sols plutôt que des fissures dans du béton, elles démontrent, d'une façon générale, que la dimension d'une fissure



The main purpose of grouting is to fill voids to prevent the passage of water and thereby to protect the surrounding structure from erosion, with minimum waste and without blocking any drains or pressure relief holes.

A caution is noted here regarding grouting that may inadvertently plug existing pressure relief systems and/or cracks in the dam that must remain open and operational. When designing remedial grouting programs, the engineer must take into consideration the existing pressure relief systems in the structure. The Specification written for such grouting programmes must address the importance of keeping grout out of those systems, and the monitoring of their operation to assure that such systems remain operational. Once actual grouting begins, it is critical to monitor the grout take to help ensure that it is flowing only within the designed area and not into pressure relief devices.

The cheapest, most readily available and most widely used grout is cement based, followed by resins. Silicates have been used, for example, at Garichte dam in Switzerland [3.1]. This was carried out as part of an integrated grouting system which also employed cements and resins. Polyurethanes have also been employed to seal joints and fissures in dams in the USA [3.2] and elsewhere.

The choice of grout will depend on a number of factors but one will be the injectability of the material selected. For example, Fig. 21 indicates the range of ground conditions over which cement, bentonite, silicates and resins can be used in relation to soil grain size. Injectability depends, to a large extent, on the grain size of the grout. Fig. 22 illustrates the practical limits of the use of grouts in terms of ground permeability and the diameter of the grout grains.

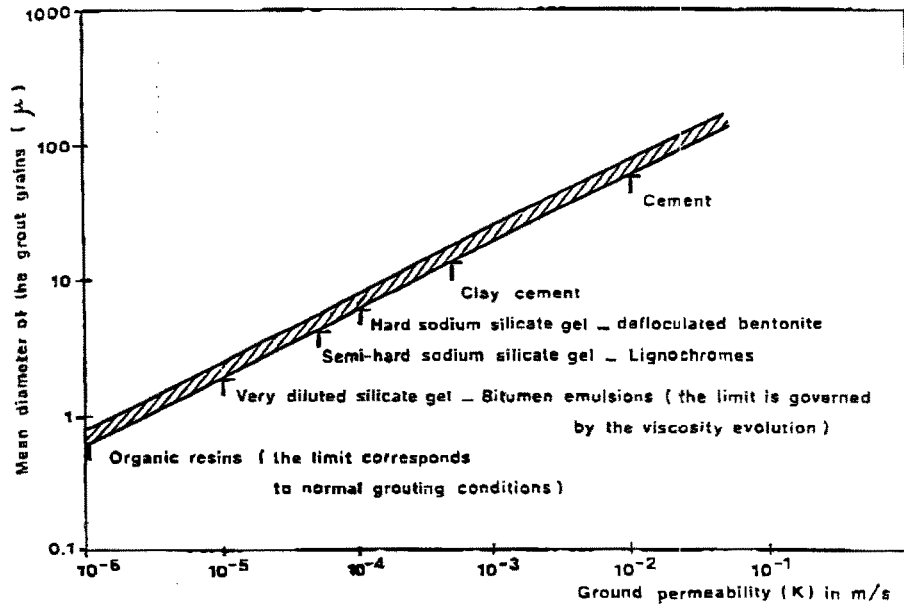
To determine the injectability of a crack in concrete, account must be taken of the characteristics of the grout mix (viscosity, cohesion, yield point, pot-life, bleeding, wash-out resistance [3.3]) and of the crack (active or passive, dry or wet, water pressure, running water).

While Fig. 21 and 22 refer to soil rather than cracks in concrete, they demonstrate that, broadly speaking, there is a practical limit to the size of crack that

Fig. 21

Injectability of grouts into soils based on sand and gravel particle size
Injectabilité des coulis dans les sols, basée sur la granulométrie des sables et des graviers

Gravel	<i>Gravier</i>
Sand	<i>Sable</i>
Coarse silt	<i>Silt grossier</i>
Silt (non plastic)	<i>Silt (non plastique)</i>
Fine	<i>Fin</i>
Coarse	<i>Grossier</i>
Medium	<i>Moyen</i>
Clay-Soil	<i>Argile-Sol</i>
Chrome-Lignin	<i>Lignochrome</i>
Resins	<i>Résines</i>
Silicates	<i>Silicates</i>
Bentonite	<i>Bentonite</i>
Cement	<i>Ciment</i>
Soil grain size in mm	<i>Granulométrie du sol, en mm</i>



présente une limite pratique pour son injectabilité par un coulis de ciment. On admet souvent que cette limite est de l'ordre de 0,2 à 0,3 mm pour un coulis de ciment pur. Des adjuvants peuvent réduire cette valeur mais, pour des fissures bien plus fines, il est nécessaire d'avoir recours à des coulis à base de silicates ou de résines. La pratique internationale tend à recommander soit du ciment, soit des résines, pour l'injection des fissures des barrages, et ces deux types de coulis seront examinés en détail ci-après.

Lorsque les causes de la fissuration d'un barrage en béton ont été établies, l'étude du coulis et de la méthode d'injection sera entreprise. Le produit de colmatage de l'extrémité amont de la fissure : produit à base de ciment, de résine (solide ou mousse), de bitume ou d'élastomère, sera choisi en tenant compte des exigences techniques et du coût.

L'évolution des dimensions de la fissure (cyclique ou continue) sera mesurée. L'injection sera exécutée, de préférence, lorsque l'ouverture de la fissure sera maximale. Les méthodes d'injection sont identiques à celles adoptées pour les roches; mais, dans le cas du béton, la circulation d'eau dans les fissures sera plus rapide du fait de la charge d'eau plus élevée, et les fissures seront, en général, plus petites.

3.2.2. Préparation de l'injection

Il est généralement nécessaire de forer des trous, de 38 à 75 mm de diamètre, intersectant les fissures et permettant leur injection. Le forage peut être réalisé par rotation ou percussion.

Le forage par rotation, avec des taillants au diamant, nécessite un lavage à l'eau en vue d'évacuer, avant l'injection, les particules fines qui, sans cela, colmatraient

Fig. 22

Limit of injectability of grouts into soils based on the permeability of sands and gravels
*Limite d'injectabilité des coulis dans les sols, basée sur la perméabilité
des sables et des graviers*

Mean diameter of the grout grains (μ)	<i>Diamètre moyen des grains du coulis (μ)</i>
Ground permeability (K), in m/s	<i>Perméabilité K du sol (en m/s)</i>
Cement	<i>Ciment</i>
Clay cement	<i>Ciment-argile</i>
Hard sodium silicate gel - Deflocculated bentonite	<i>Gel dur de silicate de soude - Bentonite défloculée</i>
Semi-hard sodium silicate gel - Lignochromes	<i>Gel semi-dur de silicate de soude - Lignochromes</i>
Very diluted silicate gel - Bitumen emulsions (the limit is governed by the viscosity evolution)	<i>Gel de silicate très dilué - Émulsions de bitume (limite donnée par l'évolution de la viscosité)</i>
Organic resins (the limit corresponds to normal grouting conditions)	<i>Résines organiques (limite correspondant aux conditions normales d'injection)</i>

a cement grout can penetrate. This is often assumed to be in the order of 0.2 to 0.3 mm for a neat cement grout. Admixtures can reduce this figure but for significantly finer fissures it is necessary to revert to silicates or resinous grouts. International practice tends to favour either cement or resins for dam crack grouting and both are discussed in more detail below.

When the reasons for cracks in a concrete dam have been established, the optimal grout design and injection procedure should be decided. The solution, whether cementitious, resinous (solid or foam), bituminous or an elastomeric plug at the upstream end of the crack, will depend upon the engineering requirements and its cost effectiveness.

Where appropriate the rate of change of crack size, and whether it is cyclical or continuous, should be measured. Grouting preferably, should take place when the crack is widest. The grouting procedures will be similar to those for grouting rock but any water flow through cracks may be more rapid due to a higher hydraulic head, and the cracks will usually be smaller.

3.2.2. Preparations for grouting

It is normally necessary to drill holes, 38 to 75 mm diameter, to intersect cracks to feed them with grout. The drilling can be rotary or percussive.

Rotary drilling with diamond bits needs flushing water. This carries away the fine particles which can otherwise block small cracks. These need to be flushed out before grouting. Pressure cycling, positive to negative, can also help to clear blocked

les fissures fines. Une variation cyclique de la pression peut également contribuer à nettoyer les entrées colmatées des fissures. Un prélèvement de carottes permet de préciser les conditions de l'ouvrage (voir chapitre 2.).

La télévision en forage peut aussi fournir des vues utiles des fissures, même en présence de circulation d'eau.

Le forage par percussion est moins coûteux que le forage par rotation et est généralement choisi si le prélèvement de carottes n'est pas nécessaire. La pression d'air doit être suffisante pour empêcher le colmatage des fissures. Celles-ci peuvent être curées comme dans le cas du forage par rotation.

Dans des conditions statiques, la pression en tout point est déterminée à partir de la densité du fluide, de la distance verticale du point par rapport à la surface et de la pression appliquée à la surface. On doit, bien entendu, tenir compte des pertes de charge par frottement dues à l'écoulement du fluide vers et depuis ce point. Il peut y avoir également une pression interstitielle limite à respecter afin que la capacité portante de l'ouvrage ne soit pas compromise par une diminution temporaire de la résistance au cisaillement. D'autre part, la charge sur l'ouvrage devra être provisoirement réduite. La connaissance de l'emplacement et de la direction de la fissure permettra d'émettre un avis technique sur la limitation de la pression d'injection, pouvant atteindre un tiers de la résistance à la compression non confinée du béton.

Des trous de drainage sont parfois forés pour intersecter un réseau de fissures, ce qui peut empêcher la propagation de sous-pressions et permettre une injection systématique avec un coulis ayant un long temps de prise.

3.2.3. Choix des matériaux d'injection

Le choix des matériaux destinés à l'injection de fissures dépend, en général, des facteurs suivants :

- La fissure ou le joint est-il en mouvement (actif) ou dormant? S'il y a mouvement, quelles sont son amplitude et sa fréquence?
- La quantité et la vitesse de l'eau en circulation.
- La pression hydrostatique.
- L'agressivité de l'eau.
- La géométrie de l'ouvrage, incluant l'épaisseur du béton et l'emplacement des joints et des waterstops, même si ceux-ci sont détériorés.
- La nature des parois internes de la fissure. Est-ce un joint préformé ou une fissure par rupture?
- L'ouverture de la fissure et le moment de l'injection (la fissure est-elle à son ouverture maximale?).
- La géométrie de la fissure, incluant sa longueur et son inclinaison.
- Les conditions du milieu.
- Le potentiel de dessiccation du coulis. L'humidité relative est-elle stable, près de 100 %, ou est-elle variable?

Un important facteur dans le choix d'un produit d'injection est le mouvement de la fissure ou du joint. De nombreux joints sont conçus pour s'adapter aux

entrances of cracks. Core recovery can help in determining the condition of the structure (see Section 2).

Borehole television can provide useful views of cracks, even in the presence of water flows.

Percussive drilling with air is cheaper than rotary drilling and is usually preferable if core recovery is not required. A sufficient air pressure is needed to prevent blocking the cracks. The cracks may be flushed out as for rotary drilling.

Under static conditions the pressure at any point is determined from the density of the fluid, its vertical distance from the surface and the pressure applied to it at the surface. From this must be subtracted allowances for frictional loss due to fluid flow to and from that point. There may also be a limiting pore pressure to ensure that the load carrying capacity of the structure is not endangered by a temporary reduction in shear strength due to pore water pressure. Alternatively, the load on the structure should be temporarily reduced. If the crack location and direction are known then an engineering judgement of the limiting injection pressure may be made. This could be as high as a third of the concrete's unconfined compressive strength.

Drainage holes can sometimes be drilled to intersect a crack system. This can prevent the propagation of uplift and permit systematic grouting using a grout with a long setting time.

3.2.3. Selection of grout materials

The selection of materials for use in the grouting of cracks may be influenced by the following :

- Is the crack or joint moving or dormant? If moving, what is the extent and frequency of movement?
- The quantity and velocity of any flowing water.
- The static water pressure.
- The aggressivity of the water.
- The geometry of the structure, including the thickness of the concrete and location of joints and waterstops, even if failed.
- The surface texture within the crack. Is it a formed face in a joint or a fractured crack?
- The width of the crack and the time of grouting (i.e. will it be at its greatest width?).
- The geometry of the crack, including its length and inclination.
- Environmental conditions.
- The potential for grout desiccation. Is the relative humidity stable, near 100 %, or is it variable?

An important factor in choosing a grout material is crack or joint movement. Many joints are designed to accommodate movement, but moving cracks are usually

mouvements, mais des fissures présentant des mouvements traduisent généralement un besoin de degrés supplémentaires de liberté dans cette zone de l'ouvrage.

C'est une erreur d'utiliser, pour une telle application, un matériau de module d'élasticité élevé, ayant une forte résistance à l'adhérence et des caractéristiques de fragilité (faible allongement à la rupture). De très faibles mouvements de la fissure conduisent à des allongements importants, exprimés en pourcentage de l'ouverture initiale de la fissure. Une fissure injectée lorsque son ouverture est de 1,25 mm s'ouvrira de 5 % avec un mouvement de 0,05 mm seulement. De nombreuses résines époxydes ont des allongements à la rupture limités à seulement 1 à 3 %.

Pour un traitement d'étanchéité des fissures plutôt qu'une réparation de caractère mécanique, les résines époxydes constituent rarement la meilleure solution. Pour un tel traitement, les coulis chimiques sont plus appropriés : ce sont généralement des fluides pouvant être injectés au moyen d'une pompe à l'intérieur d'un chenal d'écoulement sous des pressions identiques à celles nécessaires pour faire circuler de l'eau dans le même chenal.

Après un certain temps, les coulis subissent un changement de phase et deviennent des gels ou, dans certains cas, des mousses élastiques. Quelques-uns sont pompés sous la forme de deux solutions constitutives qui sont mélangées au point d'injection, le durcissement commençant à ce moment-là. D'autres sont pompés, soit sous la forme d'un simple composant, soit sous la forme d'un mélange non réactif qui devient réactif au contact de l'eau – évolution technique particulièrement intéressante du fait de la bonne compatibilité de ces produits avec les parois humides des fissures à obturer.

Il est conseillé d'injecter lorsque la fissure est la plus ouverte, afin que le produit de colmatage reste continuellement en compression. Toutefois, cette pratique rend l'injection plus difficile, car la circulation d'eau y est plus importante et, dans le cas de fissures d'origine thermique, la température est plus basse. Mais le comportement à long terme du colmatage sera grandement amélioré. Les matériaux possédant une certaine résistance à la traction et à l'adhérence présentent des avantages s'ils sont en compression.

Les coulis ont également un bon comportement dans les situations neutres de mouvement. La liaison résistera aux contraintes de cisaillement si le rapport surface/force d'extrusion est faible.

Une pratique courante a été, pendant très longtemps, d'essayer de remplir les grandes fissures en y injectant des coulis à base de ciment, et les petites fissures avec d'autres produits classiques, tels que silicates, phénols, ou acrylates. Ces essais ont donné des résultats très divers et ils ont dû être souvent répétés, à intervalles fréquents, en raison de la nature fragile du coulis, incompatible avec la conception de l'ouvrage s'appuyant sur une continuité des mouvements inter-structuraux.

Pour résoudre ces problèmes, le coulis doit :

1. être un véritable liquide de Bingham, et non une suspension de particules, en vue d'avoir les meilleures chances de remplir les fissures, même si celles-ci présentent des parois irrégulières et de petites ouvertures (bien que des produits simples à base d'époxy et de polyester soient des fluides essentiellement newtoniens);

a manifestation of a need of the structure for additional degrees of freedom at that point.

It is a mistake to use a high-modulus material with a strong bonding strength and brittle (low elongation-to-break) characteristics in such an application. Very small crack movements result in large elongations as a percentage of original crack width. A crack which is grouted when the width is 1.25 mm will have expanded by five percent with a movement of only 0.05 mm. Many epoxies have limits of only one to three percent for elongation-to-break capacity.

Within the context of sealing leaks in cracks rather than structural repair of cracks, epoxies are seldom the best choice. More appropriate for that application are chemical grouts, which generally are fluids that can be pumped into a flow channel at pressures similar to those needed to cause water to flow through the same channel.

After some time, grouts undergo a phase change to become gels, or in some cases elastic foams. Some are pumped as two solutions of blended constituents which are mixed at the point of injection, at which time stiffening begins. Others are pumped singly, either as a simple component or as a non-reactive blend which becomes reactive when contacted by water - a promising development because they are highly compatible with the wet surfaces of the cracks to be filled.

It is usually good practice to grout when the crack is widest so that the seal remains in compression throughout its life. However, by doing this, the difficulty of grouting is increased, because the volume of any water flow is higher and, in the case of thermally-induced cracks, the temperature is lower. But the long-term performance of the seal will be greatly increased. Even materials that possess some tensile and bonding strength will benefit if they are in compression.

Grouts also perform well in neutral movement situations. The bond will resist shear stresses if the surface-area-to-extrusion-force ratio is low.

It has long been standard practice to attempt to fill large fissures by injecting cement-based grouts, and the smaller fissures with other conventional preparations such as silicates, phenolics or acrylates. These attempts have met with mixed results, and have often had to be repeated at frequent intervals due to the brittle nature of the grout being incompatible with the design of the structure demanding continuing inter-structural movements.

To overcome these problems in practice, the grout should :

1. be a true Bingham liquid, and not a suspension of particles, in order to have the best chance of filling the cracks, even though the surfaces may be irregular and the aperture small (although simple epoxy and polyester systems are essentially Newtonian fluids):

2. avoir une faible miscibilité avec l'eau;
3. durcir immédiatement après l'injection, pour limiter l'écoulement depuis le point d'injection;
4. avoir une viscosité suffisamment constante et contrôlable jusqu'à son durcissement, et adaptée aux conditions du milieu. Cette viscosité doit également convenir à l'étendue et à l'ouverture de la fissure;
5. présenter un retrait faible;
6. avoir une bonne durabilité;
7. bien adhérer aux surfaces humides, sous des charges hydrostatiques et dynamiques élevées, souvent à de basses températures (à noter que certains liants chimiques, tels que les époxy, ne polymérisent pas au-dessous de 7° C);
8. avoir un module d'élasticité nettement inférieur à celui du béton;
9. avoir une tension superficielle faible afin de faciliter la pénétration dans les fissures fines;
10. être facilement maniable, avec des effets minimaux sur l'environnement.

L'intervalle entre les trous d'injection interceptant la fissure est alors choisi, compte tenu des paramètres de fluidité du coulis, du rayon de pénétration prévu et de la pression d'injection à appliquer. La relation débit/pression dépend principalement de la géométrie et de la rugosité de la fissure, de la viscosité du coulis et du débit d'absorption prévu.

3.2.4. Injection à base de ciment

Le coulis à base de ciment est un matériau rigide et fragile, sans garantie d'adhérence aux parois d'une cavité, et on ne peut s'attendre à ce qu'il développe une résistance à la traction. Une résistance élevée à la compression n'est généralement pas nécessaire.

Le coulis d'injection à base de ciment ne peut efficacement pénétrer que dans des fissures ayant des ouvertures supérieures à 0,2-0,3 mm. Cependant, une fissure plus fine, dans un béton de bonne qualité, peut s'auto-étancher si l'écoulement rapide à travers la fissure est réduit par une injection amont (voir chapitre 5.4.). Tout type de ciment est utilisable, y compris le ciment à texture micro-fine qui fut mis en oeuvre avec succès à Kölnbrein (chapitre 5.1.). Il importe que le coulis soit exempt d'agglomérations.

Une mise au point de la pression est parfois nécessaire pour empêcher des fuites de coulis à travers des joints ou d'autres fissures.

3.2.4.1. Mélange

Des malaxeurs à grande vitesse et à brassage énergétique seront uniquement utilisés afin de garantir que les particules individuelles de ciment sont bien séparées les unes des autres. Le malaxeur fera circuler le coulis dans la cuve attenante. Une cuve attenante séparée, avec agitateur, est également nécessaire, car le rapport E/C (en poids) de certains coulis peut atteindre 5 et tout coulis dont le rapport E/C est

2. have low miscibility in water;
3. harden soon after injection to limit flow from the injection point;
4. have a reasonably constant and controllable viscosity until hardening, suited also to the environmental conditions. This viscosity must also reflect the crack width and extent;
5. have minimal shrinkage;
6. have good durability;
7. usually bond efficiently to wet surfaces, under high hydrostatic or dynamic heads, often in low temperatures. (Note that some chemical binders, such as epoxies, do not polymerise below 7 °C);
8. typically have a modulus of elasticity significantly less than that of the concrete;
9. have a low surface tension to ease penetration into fine cracks;
10. be easily handled, with minimal environmental problems.

The distance between the grout holes intercepting the target crack is then chosen to reflect the grout's fluid parameters, the radius of penetration that can be expected, and the injection pressure to be applied. This flow/pressure relationship depends mainly on the geometry and roughness of the crack, the grout viscosity and the rate of grout flow anticipated.

3.2.4. Cementitious grouting

Cement-based grout, being a rigid brittle material with no guarantee of bond to all sides of a void, cannot be expected to develop tensile strength. High compressive strength is not normally required.

Cementitious grouting can efficiently penetrate cracks only larger than 0.2 to 0.3 mm wide. However, a crack narrower than this in good quality concrete may eventually seal itself autogenously if rapid flow through the crack can be reduced by grout upstream (see Section 5.4). Any type of cement can be used including micro-fine cement that was used successfully at Kölnbrein (see Section 5.1). It is important that the grout is free of agglomerations.

Pressure pointing may be required before grouting to prevent the grout escaping through joints or other cracks.

3.2.4.1. Mixing

Only high speed high-shear rate mixers should be used to ensure that the individual cement particles are separated from one another. The mixer should also circulate grout in its holding tank. A separate holding tank with agitation is also required, because grouts can have a water/cement ratio by weight as high as five and any grout with a water/cement ratio above 0.4 will settle if allowed to stand. When

supérieur à 0,4 a une sédimentation lorsqu'on le laisse reposer. Lorsqu'on utilise des coulis de consistance variable, on réduit généralement le rapport E/C en fonction du régime d'injection possible dans le trou. Cependant, certaines conditions (par exemple, fissure avec circulation d'eau) peuvent nécessiter une méthode différente. Des adjuvants, ayant subi préalablement des essais, sont parfois utilisés pour obtenir une meilleure stabilité, et réduire le ressuage et la viscosité. Suivant le type de ciment, le coulis sera utilisé à l'intérieur d'une plage de deux heures de malaxage.

3.2.4.2. Pompes

Les coulis épais à base de ciment, comme le béton, se comportent comme des fluides de Bingham, c'est-à-dire qu'ils nécessitent une contrainte de cisaillement bien déterminée, dépendant du rapport E/C, pour commencer à s'écouler; le comportement des coulis peu consistants est plus difficile à prédire [3.4.]. La contrainte de cisaillement nécessaire pour assurer l'écoulement est cette valeur de base plus une quantité proportionnelle au niveau de cisaillement.

Les pompes peuvent être à basse pression ou à haute pression, à écoulement uniforme ou pulsatoire.

Des engorgements et des obstructions se produiront plus vraisemblablement avec un écoulement pulsatoire, et des pulsations au voisinage de la pression limite risquent d'agrandir la fissure.

Divers types de pompe sont utilisables :

- Pompes à membrane, à basse pression, du type pulsatoire.
- Pompes à vis d'Archimède, à basse pression (0,2 à 1 MPa), à écoulement uniforme. Si de très faibles pressions sont seulement nécessaires, le dispositif de circulation du malaxeur peut être utilisé.
- Pompes à piston plongeur, avec clapet d'aspiration et clapet de refoulement, qui fournissent un faible volume d'écoulement pulsatoire, à des pressions élevées atteignant 10 MPa.

Il importe de vérifier que les propriétés du coulis dans le trou d'injection sont les mêmes que celles du coulis dans le malaxeur.

3.2.5. Injection à base de résine

Il y a de nombreux composés organiques convenant aux injections. Ils sont plus coûteux que les coulis de ciment, mais peuvent présenter des propriétés que ne possèdent pas les ciments.

Les *résines époxydes* ne sont pas miscibles dans l'eau et il y a une séparation nette entre la résine et l'eau qu'elle déplace. Dans des fissures propres, la résistance à l'adhérence peut dépasser la résistance à la traction du béton. Suivant la formulation et la teneur en filler, les résines peuvent ne présenter aucun retrait lors

variable consistency grouts are used it is usual practice to reduce the water/cement ratio at a rate depending on the rate of injection possible at the hole. However, conditions exist, for example, with a crack containing flowing water, when a different approach may be necessary. Admixtures, previously tested, can be used to produce more stability, and reduce bleeding and viscosity. Depending on the type of cement, grout should be used within two hours of being mixed.

3.2.4.2. Pumps

Thick cement grouts, like concrete, are Bingham fluids, i.e. they require a definite shear stress, dependent on the water/cement ratio, to start flow, thin grouts are less predictable [3.4]. The shear stress required for flow is this base value plus an amount which is proportional to the rate of shear.

Pumps can be low pressure or high pressure, uniform flow or pulsating.

Blockages and obstructions are more likely to occur with pulsating flow and pulsations near the pressure limit are more likely to extend the crack.

The various types of pump that can be used are :

- Diaphragm pumps of the low-pressure pulsating type.
- Positive-displacement screw pumps are of the low pressure (0.2 to 1 MPa) uniform-flow type. If only very low pressures are required the circulating system of the mixer can be used.
- A reciprocating ram pump with ball valves which delivers a low volume pulsating flow at high pressure up to 10 MPa.

It should be checked that the grout properties at the borehole are the same as those at the mixer.

3.2.5. Resin grouting

There are many organic materials suitable for grouting. These are more expensive than cement grouts, but they can be given properties not available in cements.

Epoxy resins are immiscible in water and there is a clear boundary between the resin and any water it displaces. In clean cracks bond strengths can exceed the tensile strength of the concrete. Depending on the formulation and filler content, there may be no hardening shrinkage. However, thermal movement is about six

de leur durcissement. Cependant, leur déformation thermique est six fois environ celle du béton et le dégagement de chaleur au cours du durcissement est élevé. Cela ne pose pas de problème dans le cas de fissures minces où l'élévation de température est faible.

Les produits simples à base d'époxy et de polyester sont généralement des fluides newtoniens avant leur durcissement, où le niveau de cisaillement est proportionnel à la contrainte de cisaillement. On peut faire varier la viscosité sur une large plage, mais la viscosité est relativement élevée si une forte résistance est nécessaire. Les résines ayant une viscosité élevée exigent de fortes pressions d'injection. La formulation d'un coulis à base de résine peut être établie pour qu'il possède des propriétés thixotropiques, lui permettant de rester en place quand la pression appliquée est supprimée. Un coulis à base de résine devient un fluide de Bingham si une quantité suffisante de fillers solides y est incorporée.

Les *résines polyesters* sont moins coûteuses que les époxy, mais, du fait de leur retrait en durcissant, elles peuvent se détacher des parois de la fissure et ainsi ne pas convenir si une adhérence est demandée. Pour réduire le retrait, des résines polyesters avec des fillers inertes à grains fins sont utilisables.

La *mousse de polyuréthane* – Le polyuréthane à deux composants est un mélange de deux liquides qui sont pompés dans la fissure où la réaction se produit, avec dégagement de gaz. Il en résulte une mousse élastomère solide, qui peut s'adapter à des mouvements importants. La pression d'eau dans la fissure empêche ou limite parfois la formation des bulles. On obtient une adhérence convenable sur des parois propres. Les bulles de gaz ne sont pas reliées entre elles, ce qui donne une étanchéité.

La formulation des coulis à base de résine varie considérablement et on devra vérifier si le coulis répond à l'objectif et à la durabilité recherchés. La plupart des coulis à base de résine ont une faible résistance; leur résistance à la traction est généralement inférieure à 5 MPa. Leur résistance à la compression n'est également pas élevée et leur module d'élasticité est généralement très faible.

Certains coulis à base de résine ont une faible capacité intrinsèque d'adhérence, bien que d'autres sont maintenant capables de présenter des caractéristiques convenables à la traction, au cisaillement et à l'adhérence de peau. Ce manque d'adhérence est une caractéristique qui permet au coulis de remplir les fissures et joints sans interférer avec le mouvement et la décharge de l'ouvrage.

Il est possible d'obtenir un bon colmatage des fissures sans adhérence du coulis à leurs parois. Certains coulis n'assurent pas de liaison par adhérence, mais acquièrent une liaison par cohésion en formant une matrice continue entourant la rugosité fine de surface. Si cette faible liaison ne se comporte pas bien à la traction, elle peut, par contre, donner des résultats satisfaisants au cisaillement ou à la compression. Cela est obtenu en injectant la fissure à son maximum d'ouverture.

Compte tenu de l'application, le contrôle du temps de gel peut être un facteur critique dans la maîtrise des fuites. Certains coulis sont plus versatiles que d'autres, mais des méthodes mécaniques peuvent être utilisées pour colmater provisoirement une fissure, le temps de maintien étant augmenté et la vitesse de l'écoulement étant réduite. Une méthode permettant d'augmenter le temps de maintien du coulis dans

times that of concrete and heat generation during hardening is high. This is not a problem in thin cracks where temperature rise is small.

Simple epoxy and polyester systems are normally Newtonian fluids before hardening, where the rate of shear is proportional to the shear stress. The viscosity can be varied over a wide range but is relatively high if high strength is required. The high viscosity resins require high grouting pressures. Resin grout can be formulated to have thixotropic properties so that it remains in position when the applied pressure is removed. A resin grout can become a Bingham fluid if sufficient solid fillers are incorporated.

Polyester resins are cheaper than epoxies but, because they shrink on hardening, they may pull away from the faces of the crack and so may not be as reliable if bond is required. To reduce shrinkage, polyester resins with inert fine-grained fillers can be used.

Polyurethane foam – two-part polyurethane is a mixture of two liquids which are pumped into the crack where they react, with the evolution of gas. A solid elastomeric foam results, which can accommodate considerable movement. Hydraulic pressure in the crack can prevent or limit development of the bubbles. Reasonable bond to clean surfaces is achieved. The gas bubbles are not connected, which gives water-tightness.

The formulation of resin grouts varies considerably and evidence of the suitability of the grout for the intended purpose and durability should be determined. Most resin grouts are not strong; tensile strengths are generally less than 5 MPa. Also, they do not have high compressive strength and usually have a very low modulus of elasticity.

Some resin grouts have little intrinsic bonding capacity, although some now are able to develop reasonable tensile, shear and peel-bond capacities. This lack of bond is not a liability, but a characteristic that makes grouts capable of filling cracks and joints without interfering with the natural movement and relief of the structure.

It is possible to obtain successful seals in cracks without the grout bonding to the crack surfaces. Some grouts do not bond by adhesion but gain a cohesive attachment to a surface by forming a continuous matrix that surrounds fine surface roughness. While this weak attachment does not perform well in tension, it can provide satisfactory results in shear or compression. This is achieved by grouting when the crack is at its widest.

Depending on the application, control of gel time can be a critical factor in leak control. Some grouts are more versatile than others in this respect, but mechanical methods can be used to temporarily seal a crack, artificially increasing the resident time and reducing the flow velocity. One method for increasing the resident time of the grout in the crack is to introduce the grout as closely as possible to the source of

la fissure consiste à introduire le coulis aussi près que possible de la source de la fuite (voir chapitre 5.2.). De cette façon, la surface de saturation est repoussée vers l'amont.

3.3. PRÉCONTRAINTÉ

3.3.1. Introduction

Des barrages ayant subi une fissuration ou une détérioration du béton, conduisant à une instabilité ou à des fuites excessives, peuvent parfois être réparés rapidement et économiquement en utilisant des câbles de précontrainte. La technique de la précontrainte est, en particulier, efficace pour une réparation rapide et provisoire permettant d'éviter des situations catastrophiques. Cependant, l'application de contraintes élevées et concentrées à un barrage ancien nécessite qu'on tienne compte des défauts de construction et de la faible qualité des matériaux susceptibles d'exister dans l'ouvrage. On doit s'assurer que les tirants en acier utilisés peuvent supporter, en toute sécurité, les charges statiques et dynamiques sans rupture prématurée à la fatigue.

L'idée de l'ancrage des barrages à leurs fondations, au moyen de câbles de précontrainte, fut suggérée pour la première fois, en 1932, par l'éminent ingénieur français André Coyne. Le principe de l'application d'une force verticale ou presque verticale au sommet d'un barrage, afin de contrebalancer les poussées, sous-pression et moment de renversement résultant de l'eau de la retenue, est simple et permet une économie et une construction rapide. Cette technique fut mise en oeuvre, la première fois, pour la surélévation et le renforcement du barrage des Cheurfas (Algérie), en 1934; cette technique a été appliquée à de nombreux autres barrages et, au cours de la période ayant suivi la dernière guerre, elle est devenue une pratique courante [3.5.].

Les câbles de précontrainte ont été principalement utilisés pour la modification de barrages existants, en vue de prendre en compte les normes modernes de projet : par exemple, augmentation de la revanche et de la capacité d'un évacuateur de crue pour satisfaire aux normes et règlements relatifs à la crue de projet. Ils peuvent améliorer la stabilité en contrecarrant les forces de sous-pression et les effets sismiques. Comme exemples, on peut citer les barrages Manly [3.6.] et Warragamba [3.7., 3.8.] en Australie, et Carron [3.9.] au Royaume-Uni.

Cette technique peut être utilisée pour la surélévation de barrages existants destinée à augmenter la capacité de la retenue, les travaux étant souvent exécutés, le réservoir restant en service. Une élévation modérée de la crête du barrage peut conduire à une augmentation importante du volume de la retenue, la surface de terrain à acquérir étant faible et les effets sur l'environnement négligeables. Comme exemples d'une telle application, on peut citer : les barrages Argal au Royaume-Uni [3.10.], Lalla Takerkoust au Maroc [3.11.] et Sebakwe au Zimbabwe [3.12.].

L'augmentation des besoins en eau dans l'avenir a été prise en compte lors du projet de certains barrages, et des dispositions ont été prises pour leur surélévation future au moyen de câbles de précontrainte. Un exemple est le barrage Avon au Royaume-Uni [3.13.].

the leak (see Section 5.2 for an example). By grouting close to the source, the phreatic surface is pushed upstream.

3.3. POST-TENSIONING

3.3.1. Introduction

Dams that have suffered cracking or concrete deterioration leading to instability or excessive leakage can sometimes be repaired quickly and economically using stressed cables. The post-tensioning technique can be particularly effective for rapid temporary repairs necessary to avoid potentially catastrophic situations. However, when applying high stress concentrations to old dams, account must be taken of possible deficiencies and poor material standards in the original construction. Care must also be taken to ensure that the steel tendons used in these applications can safely handle all static and dynamic loading conditions without premature failure from cyclic fatigue.

The idea of anchoring dams to their foundations with stressed cables was first suggested by the late M. Andre Coyne, the eminent French consulting engineer, in 1932. The principle of applying a vertical or near-vertical force to the top of a dam in such a position and of such magnitude that it will counteract the unbalanced thrusts, uplift and overturning moment caused by the water, is both simple and has the advantage of economy and speed of construction. The method was first used by Coyne for the raising and strengthening of Cheurfas Dam in Algeria in 1934; many other dams followed and in the post-war period stressing of dams became frequent practice [3.5].

The use of stressed cables has primarily been associated with the modification of existing dams to take account of modern design standards. Increased freeboard and additional spillway capacity can easily be provided to meet the latest flood requirements. Post-tensioned anchors can conveniently give additional stability to counteract uplift forces and seismic effects. Examples of this type of modification are Manly [3.6] and Warragamba [3.7, 3.8] Dams in Australia and Carron Dam [3.9] in the UK.

Raising of existing dams to provide additional storage capacity can be undertaken often with the reservoir remaining in service while work is carried out. Large additional volumes of water can be obtained from a moderate increase in crest level while requiring minimal additional land acquisition and having a negligible effect on the established environment. Examples of dams in this category are Argal Dam in the UK [3.10], Lalla Takerkoust Dam in Morocco [3.11] and Sebakwe Dam in Zimbabwe [3.12].

Future increases in the demand for water have been taken into account in the design of some dams where provision for raising by stressed cables has been incorporated. An example is Avon Dam [3.13] in the UK.

Si de nombreux barrages ont été surélevés et renforcés en utilisant des câbles de précontrainte, il y a, par contre, peu de barrages conçus et construits comme ouvrages précontraints. Cela est quelque peu surprenant, étant donné les économies importantes de béton et de fouilles obtenues par rapport au barrage-poids classique. Toutefois, l'économie concernant un site particulier dépend sans doute davantage de facteurs non liés au type de barrage adopté. On peut donner comme exemples le barrage Alt-na-Lairige au Royaume-Uni [3.14., 3.15.] et le barrage Catagunya en Australie [3.16.].

3.3.2. Conception et construction des dispositifs d'ancrage

Le choix du dispositif d'ancrage dépend des charges statiques et dynamiques intervenant dans les calculs de stabilité du barrage. Les conditions de fondation ont une importance fondamentale; il est nécessaire de procéder à une reconnaissance détaillée du site afin de déterminer les conditions géologiques et la nature du sol qui peut être influencé par l'ancrage. Des essais *in situ* et en laboratoire fourniront des informations pour la conception du dispositif et sur l'agressivité éventuelle du sol vis-à-vis des éléments du système d'ancrage.

Des calculs seront effectués pour optimiser les facteurs, tels que la force d'ancrage, l'espacement des ancrages et les longueurs de transfert des charges. Actuellement, les capacités (charges de rupture) des tirants d'ancrage s'échelonnent de 500 kN à 16 500 kN, avec des espacements à partir de 1.50 m en une ou deux rangées. La profondeur d'ancrage peut être déterminée, de manière prudente, en égalant la force de traction au poids immergé d'un cône inversé de roche, dont la base est au contact barrage-fondation et le sommet à l'extrémité de la zone de roche intéressée par l'ancrage. L'angle au sommet du cône dépend des conditions de la masse rocheuse; il est de 90° lorsque la roche est saine et de 60° lorsqu'elle est fissurée ou altérée. L'effet des cônes se chevauchant sera aussi examiné. La résistance au cisaillement de la roche n'est pas prise en compte dans la méthode décrite. On admet que le transfert de charge se traduira sous la forme d'une contrainte uniformément répartie agissant sur tout le périmètre courbe du trou, et s'effectuera sur une longueur d'au moins trois mètres. Des essais satisfaisants d'arrachement, en vraie grandeur, peuvent conduire à des modifications du projet, mais un coefficient de sécurité confortable sera appliqué. La tête d'ancrage sera conçue pour permettre le transfert de la charge au barrage et sera renforcée par des armatures pour éviter sa rupture; elle devra être accessible pour des inspections, des mesures de contrôle, et des remises en tension si nécessaire. Lors du projet, l'effet des charges cycliques sera aussi examiné.

Les tirants d'ancrage peuvent être, soit des barres en acier à haute résistance, ou, plus généralement, des câbles constitués d'un nombre variable de fils d'acier à haute résistance. Les câbles sont flexibles et présentent l'avantage d'un transport, d'un stockage et d'une installation plus faciles que dans le cas de barres. Les trous destinés aux tirants d'ancrage sont facilement forés avec une précision suffisante, mais, après la mise en place du tirant, on doit veiller à assurer une bonne injection afin de permettre un transfert satisfaisant des charges. Des essais peuvent être effectués sur des tirants d'ancrage pour vérifier le projet sur divers points : installation, injection et mise en tension. Des essais de convenance *in situ*

Although many dams have been raised and strengthened using stressed cables, there are only comparatively small numbers that have been designed and built as pre-stressed structures. This is somewhat surprising in view of the large savings in concrete and foundation excavation that can be achieved in comparison with a conventional gravity dam. However the economy of a particular site probably depends more on factors not associated with the type of dam adopted. Examples are Alt-na-Lairige Dam in the UK [3.14, 3.15] and Catagunya Dam in Australia [3.16].

3.3.2. Design and construction of anchorage systems

The choice of the anchorage system will depend on the static and dynamic loads required to ensure the stability of the dam. Of fundamental importance are the foundation conditions and a detailed site investigation is required to establish the geological conditions and the nature of the ground that may be influenced by the anchorage. Site and laboratory tests should provide information for design and on the aggressivity of the ground to the components of the anchorage system.

Calculations will be required to optimise factors such as the anchor load and spacing and load transfer lengths. At present, anchor sizes range from 500 kN up to 16 500 kN minimum breaking load, with spacing upwards from 1.5 m in one or two rows. The anchor depth may be determined conservatively by equating the tension with the submerged weight of an inverted cone of rock with its base at the dam/foundation interface and the apex at the top of the bond zone. The included angle at the apex of the cone will depend on the rock mass conditions; 90° is used where it is sound and 60° where it is heavily fissured or weathered. The effect of overlapping cones should also be considered. The shear resistance of the rock is not taken into account in the method described. Load transfer is assumed as a uniformly distributed stress acting over the whole curved perimeter of the hole and should not normally be less than three metres in length. The design can be modified if full-scale pull-out tests are satisfactory, but a generous Factor of Safety should be applied. The anchor head must be suitable to transfer the load to the dam structure and reinforced to prevent bursting; it should be accessible for future inspection, monitoring and re-stressing if necessary. During design the effect of cyclic loading should also be considered.

Anchorage tension members can either be high tensile steel rods or, more usually, cables containing varying numbers of steel wires. The latter are flexible and have the advantage of easier transportation, storage and installation. Holes for anchors are easily drilled with sufficient accuracy but great care is required after installation of the anchor to ensure the grouting is adequate for satisfactory load transfer. Trial anchors may be installed to prove the design in relation to installation, grouting and stressing techniques. Initial stressing of the anchors will enable creep and relaxation losses to be proved in site suitability tests. Routine acceptance tests will demonstrate the short-term ability of the anchorage to support

permettront de contrôler les pertes de tension par fluage et relaxation lors de la mise en tension initiale des tirants. Des essais classiques de réception démontreront l'aptitude, à court terme, de l'ancrage à supporter une charge supérieure à celle de projet, et l'efficacité du transfert de charge à la zone d'ancrage.

Le comportement d'un ancrage ne peut pas être prévu en se basant uniquement sur des règles empiriques de projet et sur les résultats des reconnaissances du sol, car la qualité des travaux de construction influence beaucoup ce comportement. Des vérifications régulières des charges résiduelles seront donc effectuées au cours de l'exploitation du barrage pour s'assurer de la sûreté et du comportement satisfaisant de chaque ancrage.

L'utilisation d'ancrages au sol est largement répandue, bien que la technologie soit constamment en évolution. Un guide concernant la conception, l'installation et les essais est donné dans la Référence 3.17.

3.3.3. Protection contre la corrosion

La réussite et la pérennité à long terme de tout système de précontrainte dépendent de la protection permanente contre la corrosion. Les types de corrosion peuvent se classer suivant trois grands groupes : attaque généralisée, attaque localisée et fissuration due à la fragilisation par l'hydrogène ou corrosion fissurante. Un grand soin doit être apporté lors de l'enlèvement du revêtement de protection, en caoutchouc ou en plastique, des torons, afin d'éviter les contacts avec des mains non protégées par des gants.

L'eau souterraine et les sols agressifs sont les principales sources de corrosion. Les mesures du potentiel d'oxydo-réduction et de la résistivité du sol dépendront de la quantité et de la nature du sulfate présent, alors qu'une faible corrosion est probable dans l'eau d'un sol acide où le pH est supérieur à 5,5. Les tirants d'ancrage sont particulièrement sensibles à l'attaque et à l'exposition aux combinaisons d'oxygène et de chlorures. Des conditions anaérobies en présence de sulfates, ou des niveaux élevés de contraintes avec fortes variations, augmentent le niveau de corrosion.

Dans les premières applications de tirants d'ancrage non susceptibles de remise en tension, on comptait uniquement sur leur protection par un coulis d'injection à base de ciment. Dans les tirants d'ancrage modernes pouvant être remis en tension, chaque toron est enduit de graisse et mis dans un tube en plastique, le câble entier étant placé dans une autre gaine avant l'injection. Pour assurer une protection efficace maximale, les coulis d'injection doivent être de bonne qualité, résistants, homogènes, fortement alcalins, et présenter un retrait et un ressuage faibles. Des adjuvants sont souvent utilisés en vue d'obtenir ces caractéristiques. Les graisses devront assurer une protection efficace contre la corrosion et des gaines en polypropylène ou polyéthylène conviennent, mais une grande attention devra être portée à la constitution des joints. Une synthèse complète des phénomènes de corrosion et des protections contre la corrosion est donnée dans la Référence 3.18.

3.3.4. Auscultation

La stabilité de tout barrage précontraint repose sur l'efficacité à long terme des tirants d'ancrage, et des appareils de mesure seront installés pour contrôler le comportement et vérifier les hypothèses de projet.

a greater load than the design load and the efficiency of load transfer to the bonded zone.

Anchorage performance cannot be predicted solely on the basis of empirical design rules and ground investigation data because it is greatly influenced by the quality of the workmanship during construction. Hence regular checks on the residual load should be made during the service life of the dam to ensure the safe and satisfactory performance of each anchorage.

The use of ground anchorages is widespread although the technology is being constantly developed. Guidance on a variety of design, installation and testing concepts is given in Reference 3.17.

3.3.3 Corrosion protection

The success and long-term durability of any post-tensioning system depend on permanent protection from corrosion. Types of corrosion can be categorised in three broad areas: generalised attack, localised attack and cracking due to hydrogen embrittlement or stress corrosion. Great care is needed where the rubber or plastic coating of strands is stripped, to avoid contact with un-gloved human hands.

Aggressive ground water and soil conditions are likely to be the main source of corrosion. Measurements of oxidation-reduction potential and soil resistivity will depend on the amount and nature of the sulphate present, while little corrosion is likely in acidic ground water where the pH is above 5.5. Anchorages are particularly susceptible to attack and exposure to combinations of oxygen and chlorides. Anaerobic conditions in the presence of sulphates, or severely fluctuating and high stress levels, all enhance the rate of corrosion.

In early applications of non-restressable anchors, reliance was placed on encasement in cement grout only. In modern restressable anchors, each strand is individually greased and encapsulated in a plastic tube with the entire cable enclosed in a further sheath before grouting. To give the maximum effective protection, grout mixes must be good quality, strong, homogeneous, highly alkaline and have minimum shrinkage and bleed characteristics. Admixtures are often used to assist in the achievement of these characteristics. Greases should be compounded to provide corrosion prevention properties and sheathing of polypropylene or polythene plastics is suitable, but great care is necessary where joints have to be formed. A full review of the corrosion process and corrosion protection is given in Reference 3.18.

3.3.4 Instrumentation and monitoring

The stability of any pre-stressed dam depends on the long-term efficiency of the anchor cables, and instrumentation should be installed to monitor performance and confirm design assumptions.

On vérifiera qu'il n'y a pas eu de perte de tension dans les câbles, ce qui peut être réalisé au moyen de cellules hydrauliques de charge qui peuvent être facilement déplacées entre les ouvrages. Ces appareils de mesure sont fiables et peuvent être facilement réétalonnés; ils font partie du dispositif de surveillance régulière du barrage. Quelque temps après la période de mise en tension initiale, le contrôle des charges peut se faire à une fréquence annuelle ou supérieure.

Afin de connaître le comportement global du barrage sous l'effet de la charge d'eau, le dispositif d'auscultation comprendra des extensomètres, des fissuromètres, des inclinomètres, des pendules, etc. Les résultats obtenus, ainsi que ceux fournis par des mesures topographiques précises, donneront une image exacte des mouvements de l'ouvrage et de la répartition des contraintes. Les mesures des débits de percolation, des températures de l'air et à l'intérieur du barrage, les mesures piézométriques contribueront à la connaissance du comportement du barrage en cours d'exploitation. Les appareils de mesure devront être d'une très grande qualité et bien entretenus afin que les résultats obtenus soient fiables.

3.3.5. Réparation des barrages

Les barrages ayant subi une détérioration ou une fissuration du béton, entraînant des fuites excessives, peuvent être réparés économiquement en utilisant des câbles de précontrainte. Cependant, dans le cas des barrages anciens, il faut tenir compte de défauts de construction et de normes insuffisantes concernant la qualité des matériaux. Des exemples de réparations récentes sont donnés ci-après.

Le *barrage de Val de la Mare* (Ile de Jersey) est un barrage-poids construit entre 1957 et 1962. En 1971, après une période de froid exceptionnel, un mouvement de 13 mm vers l'amont fut observé et des taches sombres d'humidité apparurent sur le parement aval. Des études et reconnaissances effectuées au cours des trois années suivantes confirmèrent une réaction alcali-silice résultant d'une combinaison de calcédoine et de veine d'opale dans les granulats grossiers du site, et de la forte teneur en alcalis du ciment. On conclut que le béton ne se détériorerait pas au point d'être incapable de supporter la charge de compression, mais que la fissuration due au gonflement pourrait conduire à des sous-pressions internes plus élevées que celles admises dans le projet.

Les réparations, exécutées sur le plot le plus dangereusement affecté, consistèrent à installer trois tirants, de 40 mm de diamètre, en acier à résistance élevée à la traction, auxquels fut appliquée une force de tension de 85 tonnes. Les mesures d'auscultation comprenaient : des cellules de charge sur les tirants d'ancrage, des mesures des déplacements de la crête, des mesures piézométriques, des mesures de vitesse sonique et des observations visuelles des fissures. En mai 1977, la lecture faite sur une cellule de charge d'un tirant d'ancrage tomba à zéro et les reconnaissances décelèrent une rupture fragile due à une charge dynamique de traction, résultant d'une secousse sismique locale. Le tirant rompu ne fut pas remplacé et les deux tirants restants ont continué à avoir un comportement satisfaisant. Il n'y a pas eu d'autre détérioration importante dans le barrage (1993) [3.19., 3.20.].

Le *barrage Bhandardara*, en Inde, est un barrage en maçonnerie, de 82 m de hauteur, construit entre 1910 et 1926. Il a un profil en travers très élancé, la sous-

Checks that stress has not been 'lost' from the cables should be made. This can be done with screw-on hydraulic load cells which can be easily moved between anchors. These are reliable and are readily re-calibrated and thus form an effective part of the regular surveillance monitoring of the dam. After the period subsequent to the initial stressing, the interval between load monitoring may be extended to annually or more.

To give data on the overall performance of the dam under water loading, instruments used include strain gauges, crack monitoring gauges, inclinometers, pendula etc. These data together with precise surveys can give an accurate picture of deflection movements and stress distribution. Seepage flows, temperature measurements in the atmosphere and within the dam and piezometers will help to interpret the performance under service conditions. Instruments must be of the highest quality and well maintained so that the results obtained are reliable.

3.3.5. Repair of dams

Dams which have suffered concrete deterioration or cracking leading to excessive leakage can be repaired economically using stressed cables. However, in old dams account must be taken of deficient construction and poor material standards. Examples of recent repairs are as follows :

Val de la Mare Dam in Jersey is a mass concrete gravity dam constructed between 1957 and 1962. In 1971, following a period of unusually cold weather, upstream movement of 13 mm was observed and darkening and damp patches appeared on parts of the downstream face. Investigations over the next three years confirmed alkali-silica reaction (ASR) caused by a combination of chalcedony and associated opaline vein material in the local coarse aggregates and the high alkali content of the cement. It was concluded that the concrete would not deteriorate to the extent that it would be incapable of taking the compressive load but that expansive cracking could lead to higher internal uplift pressures than had been allowed in the design.

Remedial works, carried out on the worst affected monolith, consisted in installing three 40 mm high-tensile steel anchor bars which were post-tensioned to 85 tonnes. Monitoring consisted of the anchor-bar load cells, crest movements, piezometric pressures, sonic velocity surveys and visual observation of face cracks. In May 1977, the reading from one anchor-bar load cell became zero and investigations indicated a brittle fracture due to a high-velocity tensile dynamic load that was attributed to a local seismic shock. The failed anchor was not replaced and the two remaining bars have continued to perform satisfactorily. There is little further significant deterioration occurring in the dam (1993) [3.19, 3.20].

Bhandardara Dam in India is an 82 m high masonry dam constructed between 1910 and 1926. It is a very slender section, uplift having been ignored in the design.

pression ayant été négligée dans le projet. À la suite des niveaux exceptionnels de crue au cours de la mousson de 1969, une importante fissuration et de fortes percolations furent observées. Les réparations consistèrent à injecter la « zone fissurée » puis à installer 106 câbles de précontrainte, atteignant 97 m de longueur et ayant une capacité de 2 700 kN. Les travaux furent exécutés dans le délai très court de 4 mois [3.21.].

Le *barrage Sefid Rud*, en Iran, est un barrage en béton, du type « à contreforts », de 106 m de hauteur. Au printemps 1990, un séisme de magnitude 7.3 sur l'échelle Richter causa d'importants dégâts à l'aval et des fissures horizontales de 10 à 20 mm d'ouverture furent observées dans tous les contreforts. Les réparations ont compris des injections à base de résine et des tirants d'ancrage pour lier la partie supérieure du barrage au béton situé sous les fissures. 240 torons de 15,2 mm, d'une capacité de 8 400 kN, ont été utilisés. Les tirants d'ancrage peuvent être remis en tension et sont auscultés au moyen de cellules hydrauliques mobiles de charge [3.21.].

Le *barrage Hiwassee*, en Caroline du Nord, États-Unis, est un barrage-poids en béton, de 93 m de hauteur, construit entre 1936 et 1940. Le barrage subit un gonflement du béton dû à une alcali-réaction. Un calcul par la méthode des éléments finis, faisant intervenir les charges liées à la masse de l'ouvrage, à la température, à la retenue et à l'alcali-réaction, a indiqué une instabilité de la partie supérieure lors d'un séisme. Les mesures correctives ont mis en oeuvre des tirants de précontrainte et, ensuite, des saignées découpées dans le barrage. Les tirants furent conçus pour assurer la stabilité sismique, empêcher le cisaillement du béton au cours de la réalisation des saignées et ajouter une force de compression pour contrecarrer le gonflement du béton. Le dispositif de précontrainte comportait 140 câbles, constitués chacun de 30 torons de sept fils, tendus entre 25 % et 35 % de leur capacité afin de permettre d'absorber les contraintes ultérieures résultant du gonflement du béton [3.22.].

Le *barrage Eider*, en Allemagne, est un barrage-poids en béton, de 47 m de hauteur, construit entre 1908 et 1914. Au cours de la 2^{ème} Guerre Mondiale, une bombe spécialement mise au point (effet rebondissant) causa une brèche de 22 m de profondeur et de 60 m de largeur. Malgré les réparations effectuées à cette époque, les percolations demeurèrent élevées et, en 1983, des études démontrèrent que la stabilité du barrage était insuffisante vis-à-vis des sous-pressions existantes. Les mesures correctives ont consisté en la mise en place de 104 tirants de précontrainte, d'une capacité de 4 500 kN [3.23.].

On peut citer trois autres barrages où la précontrainte a été utilisée pour les réparations : Mullardoch (Écosse), Koyna (Inde) et Fontana (États-Unis). Voir chapitres 5.3., 5.5. et 5.9. respectivement.

3.3.6. Conclusion

Ce chapitre traite d'un petit nombre d'exemples de barrages qui ont été modifiés ou réparés en utilisant des câbles de précontrainte. Toutefois, en raison de la nécessité d'améliorer les normes et du fait que les connaissances actuelles permettent de détecter des défauts dans les matériaux, les normes et les méthodes de construction, il y aura beaucoup plus d'applications de cette technique efficace et

Following exceptional flood levels during the monsoon of 1969, extensive cracking and seepage was noted. Remedial works consisted of grouting the “ crack zone ” followed by the installation of 106 post-tensioned cables up to 97 m long of 2 700 kN capacity. Work was completed in the short span of 4 months [3.21].

Sefid Rud Dam in Iran is a 106 m high concrete buttress dam. In Spring 1990 an earthquake of magnitude 7.3 on the Richter scale caused massive devastation downstream and horizontal cracks between 10 and 20 mm wide occurred in all buttresses. Remedial works consist of resin grouting and anchors to tie the upper part of the dam to the concrete below the cracks. 240 x 15.2 mm strands with a working load of 8 400 kN have been used. The anchors are re-stressable and are to be monitored by means of a moveable hydraulic load cell [3.21].

Hiwassee Dam in North Carolina USA is a mass concrete dam 93 m high constructed between 1936 and 1940. The dam is experiencing concrete growth caused by alkali-aggregate reaction. Finite-element analysis using gravitational, thermal, reservoir and AAR loading indicated instability of the upper portion during a seismic event. Remedial works consisted of post-tensioned anchors and, subsequently, slots cut in the dam. The anchors were designed to give seismic stability, to prevent the concrete shearing during the cutting of the slots and to add a compressive force in an attempt to the concrete growth. The anchors consisted of 140 tendons with 30 strands each of seven wires tensioned to between 25 % and 35 % of their ultimate strength to allow for future stress from concrete growth [3.22].

Eider Dam in Germany is a 47 m high concrete gravity dam constructed between 1908 and 1914. During World War II a specially-developed bouncing bomb caused a breach about 22 m deep and 60 m wide. Although repairs were carried out at the time, seepage was relatively high and in 1983 investigations revealed that the stability of the dam was insufficient due to uplift pressures. Remedial works consisted of 104 post-tensioned anchors with a working load of 4 500 kN [3.23].

Three other dams on which post-tensioning has been used in remedial works are Mullardoch Dam, Scotland, Koyna Dam, India, and Fontana Dam, USA. Fuller descriptions of these dams are given in Sections 5.3, 5.5 and 5.9 respectively.

3.3.6 Conclusion

This section discusses a few examples of dams that have been modified or repaired using stressed cables. However, with the need to improve standards, and as modern knowledge finds defects in “ state-of-the-art ” materials, standards, and construction processes, there will be many more applications for this effective and economic technique. Although there is experience world-wide, a large number of

économique. Des câbles de précontrainte ont été utilisés dans un grand nombre de barrages en Australie et cette expérience a été relatée dans la Réf. [3.24.].

3.4. ÉTANCHEMENT DU PAREMENT AMONT

La détérioration du parement amont est le symptôme le plus courant de vieillissement des barrages en béton. Cela cause une augmentation de la perméabilité du parement et permet à l'eau de la retenue de s'infiltrer dans le corps du barrage. À la longue, il peut y avoir lessivage des fines et les infiltrations peuvent s'étendre à toute la structure. Cela se traduit généralement par des dépôts de calcaire sur le parement aval. Cette situation conduira à une augmentation des sous-pressions, ce dont le projet initial n'a pas parfois tenu compte.

Au lieu d'étanchement ou de réparations localisés, on peut appliquer une membrane sur tout le parement amont, ou, dans certains cas, sur une partie de ce parement. Un certain nombre de solutions sont disponibles et sont examinées ci-après.

3.4.1. Béton

Un nouveau parement en béton peut être réalisé sur l'ancien auquel il sera fixé au moyen de barres d'acier. L'épaisseur du parement amont sera déterminée en tenant compte de la méthode de fixation, des charges appliquées, de la durabilité et de l'imperméabilité. Le nouveau parement nécessitera en général une armature. Le béton doit présenter des qualités de compacité et de pérennité afin d'éviter une pénétration excessive d'eau et une détérioration précoce. La nécessité de prévoir des joints verticaux, destinés à éviter une fissuration due à des mouvements d'origine thermique, sera examinée. On devra également tenir compte des mouvements différentiels si les propriétés des bétons de l'ancien et du nouveau parements sont très différentes. Cette méthode a été utilisée lors de la construction de quelques barrages en béton compacté au rouleau (BCR).

3.4.2. Béton projeté

Avant l'application du béton projeté, le béton détérioré sera enlevé par repiquage pneumatique ou par jet d'eau sous très forte pression.

L'épaisseur du béton projeté sera déterminée en tenant compte des charges appliquées et des prescriptions de durabilité et d'étanchéité.

Le béton projeté peut être armé d'un grillage, soit en acier, soit en plastique renforcé de fibres de verre. Des barres d'ancrage sont parfois nécessaires pour fixer le béton projeté à l'ancien béton. Le béton projeté choisi doit présenter des qualités de compacité et de pérennité. Une attention particulière devra être portée aux joints entre les levées de béton projeté.

3.4.3. Plaques d'acier

Des plaques d'acier peuvent être fixées sur le parement amont. Des soudures intéressant une vaste surface sont nécessaires sur le site, ce qui appelle une main d'oeuvre qualifiée et un contrôle de qualité approfondi.

dams in Australia have used stressed cables and this expertise has been catalogued in Reference 3.24.

3.4. WATERPROOFING OF UPSTREAM FACE

Deterioration of the upstream face is the most common symptom of ageing in concrete dams. This causes an increase in the permeability of the surface and allows reservoir water to infiltrate into the body of the dam. Over time this can cause wash out of fines and the infiltration can extend to the entire structure. Calcareous deposits on the downstream face can be an indication of this. This situation will result in additional uplift pressures which may not have been allowed for in the original design.

As an alternative to carrying out localised sealing or repairs, the problem may be treated by applying a membrane to the entire upstream face, or in appropriate cases to a section of the upstream face. A number of options are available and these are considered below.

3.4.1. Concrete

A new concrete face can be constructed upstream of the existing face and fixed to the existing surface with steel bars. The thickness of the concrete facing will be determined by the engineer, taking account of the method of fixing, the imposed loadings, durability and impermeability. The facing will generally need to be reinforced. The concrete must be dense and durable to avoid excessive water penetration and early deterioration. The designer should consider the need for vertical joints to avoid cracking caused by thermal movement. Consideration must also be given to differential movement if the properties of the concrete in the new facing and the existing upstream face are significantly different. This method has been used during the construction of some RCC dams.

3.4.2. Shotcrete

Prior to applying shotcrete the face must be prepared by raking out defective concrete using pneumatic picks or by very high pressure water jetting. The face generally can be cleaned by water jetting.

The thickness of the shotcrete will be determined by the engineer to meet the requirements of loading, durability and impermeability.

The shotcrete can be reinforced with a mesh of either steel or glass reinforced plastics (GRP). Anchor bars may be required to secure the new shotcrete to the existing concrete. The selected shotcrete mix must be dense and durable. Particular care should be taken with the joints between the lifts of shotcrete.

3.4.3. Steel plates

Steel plates may be fixed to the upstream face. Extensive welding on site is required, necessitating appropriately skilled labour and careful quality control.

Lors du projet, on doit tenir compte des mouvements différentiels entre l'acier et le béton. Les plaques d'acier seront ancrées mécaniquement au parement en béton.

La protection de l'acier contre la corrosion revêt une grande importance. Des revêtements de zinc ou d'aluminium, de 75 à 125 microns d'épaisseur, ou des revêtements acryliques ou époxydiques, de 200 à 400 microns d'épaisseur, peuvent être appliqués à cet effet. La plupart de ces protections nécessiteront une préparation des surfaces d'acier par sablage. Une protection cathodique est parfois adoptée.

En pratique, une protection contre la corrosion est susceptible de perdre de son efficacité dans le temps. Comme exemple, on peut citer le barrage d'Alpe Gera, en Italie, où un revêtement d'acier, de 3 mm d'épaisseur, fut installé au cours de la construction achevée en 1963 [3.25.]. Malgré d'importantes réparations entreprises à partir de 1976, le revêtement continua à se détériorer. En 1993, on commença la mise en place d'une géomembrane en PVC sur le revêtement d'acier (voir sous-chapitre 3.4.5.).

La pureté de l'acier est très importante. Comme exemples, on peut citer deux barrages italiens, Diavolo et Gabiet, revêtus de plaques d'acier pur dans les années 1930; ces revêtements sont toujours en bon état [3.26.].

3.4.4. Géomembranes

Cette technique d'étanchement consiste à fixer une géomembrane souple sur le parement amont. Il y a des cas de géomembranes, non drainées, collées directement au béton, mais les membranes drainées, avec fixation mécanique, sont préférables. La géomembrane est, en général, constituée d'un matériau à base de PVC, de 2 à 3 mm d'épaisseur, soudé thermiquement au cours de l'extrusion à un géotextile constitué de fibres de polyester non tissées de 100 à 800 g/m². La masse du géotextile nécessaire et l'épaisseur de la membrane en PVC dépendent des conditions locales. Des membranes plus lourdes sont nécessaires lorsque la surface est très rugueuse ou la charge d'eau très élevée.

La membrane est fixée mécaniquement au parement amont du barrage. Des profilés, généralement en acier inoxydable, sont fixés verticalement au moyen d'ancrages à la résine ou autres fixations appropriées. Les profilés sont fixés suivant des intervalles de 1,5 à 2,0 m et constituent des ancrages continus pour la membrane, en la maintenant en tension. Ils constituent aussi des drains verticaux. Un collecteur de drainage périmétral est installé au pied amont du barrage et est relié à la galerie de drainage. On ajoute parfois un dispositif de drainage entre la membrane et le parement en béton, ce qui contribue à éviter un contact avec l'eau de la retenue.

Avant installation du système d'ancrage et de la membrane, le parement amont fera l'objet d'une préparation. Les zones de béton détérioré seront enlevées et remplacées par un nouveau béton, du mortier, ou du béton projeté, suivant les cas.

Les membranes doivent résister à la perforation et au déchirement et peuvent être utilisées jusqu'à des charges d'eau de 200 m. La plupart des membranes présentent une bonne résistance au rayonnement ultra-violet. L'eau à l'intérieur du

Consideration must be given in the design to differential movement between the steel and concrete faces. The steel plates must be mechanically anchored to the concrete face.

Corrosion protection of the steel surfaces is critical. Zinc or aluminium sprayed coatings of 75 to 125 microns thick or acrylic or epoxy coatings 200 to 400 microns thick may be applied to give a reasonable degree of protection. Most of these coatings will require preparation of the steel surfaces by grit blasting. Cathodic protection systems may be adopted.

In practice, corrosion protection is liable to be ineffective. An example of this is Alpe Gera Dam in Italy where a steel liner, 3 mm thick, was fitted during construction which was completed in 1963 [3.25]. Despite extensive repairs starting in 1976, the liner deteriorated significantly. In 1993 work commenced on fitting a new PVC geo-membrane over the steel liner (see sub-Section 3.4.5).

The purity of the steel is very important. As examples, two Italian dams (Diavolo and Gabiet) were lined with 'pure iron' plates in the 1930s and the linings are still in good condition [3.26].

3.4.4. Geo-membranes

With this method of waterproofing, a flexible geo-membrane is fixed to the upstream face. There are cases of non-drain geo-membranes glued directly to the concrete, but drained membranes, mechanically fixed, are preferable. The geo-membrane is normally a PVC-based material 2 to 3 mm thick, heat welded during extrusion to a geo-textile of non-woven polyester fibre of 100 to 800 g/m². The weight of the geo-textile required and the thickness of the PVC membrane depend on the site conditions. Heavier membranes are required where the surface is very rough or the hydraulic head is high.

The membrane is mechanically fixed to the upstream face of the dam. Ribs, normally of stainless steel, are fixed vertically using resin anchors or other suitable fixings. The ribs are typically fixed 1.5 to 2.0 m apart and provide continuous anchors for the membrane and keep it in tension. They also act as vertical drains. A perimeter drainage collector is constructed at the heel of the dam and this is connected to the drainage gallery. Sometimes additional drainage between the membrane and the concrete face can help to avoid contact with the reservoir water.

Prior to fixing the anchorage system and membrane, the upstream face should be prepared. Areas of deteriorating concrete are broken out and replaced using new concrete, repair mortars, or shotcrete as appropriate.

The membranes are resistant to perforation and laceration and can be used for heads of up to 200 m. On most membranes, resistance to ultra-violet rays is good. Water within the dam is drained away rapidly, reducing the risk of further damage

barrage se draine rapidement, ce qui réduit le risque de détérioration du parement amont résultant du gel. Des revêtements ont été en service pendant plus de vingt ans. Le comportement de ce type d'étanchéité indique que sa durée de vie peut atteindre 20-40 ans. Après cette période, la membrane doit être le plus souvent remplacée. Ces travaux peuvent être exécutés sous l'eau, sans vidange de la retenue.

Le barrage de Pracana, au Portugal (voir chapitre 5.7.), est un exemple d'utilisation d'une géomembrane pour la protection d'un parement amont détérioré.

3.4.5. Revêtements de surface

L'application de membranes ou de revêtements bitumineux sur les parements amont peut assurer une protection pendant une période de 5 à 10 ans.

Les revêtements peuvent être des émulsions « alkyd » ou phénoliques, ou des émulsions en milieu aqueux. Leur application nécessite un temps sec. La surface doit être propre et convenablement préparée en utilisant un jet d'eau ou des outils mécaniques afin d'enlever tout matériau dégradé et d'obtenir un profil satisfaisant. L'épaisseur du revêtement sera d'au moins 500 microns.

Les revêtements à base de résine, pouvant être renforcés de fibres de verre, sont beaucoup plus coûteux, mais ont une durée de vie plus longue - jusqu'à vingt ans. Une préparation plus soignée est nécessaire pour ces revêtements. Certains revêtements exigent parfois un décapage au jet abrasif, avec les problèmes concomitants de contrôle de la pollution. Il faut s'assurer que les propriétés de dilatation thermique du parement existant et du revêtement sont compatibles.

Les revêtements à base de polyuréthane présentent généralement une plus grande pérennité que les autres revêtements à base de résine, mais sont plus coûteux.

Les revêtements à base de résine assurent un bon niveau de résistance à l'abrasion. Les revêtements bitumineux ont une résistance à l'abrasion relativement faible. Lorsque les revêtements sont soumis à une forte abrasion sous l'action des vagues, de la glace, etc., leur durée de vie peut se réduire à seulement 2-3 ans.

Lors du choix du revêtement, on doit s'assurer que les conditions d'application pour le site particulier ne conduisent pas à un coût trop élevé. Des températures d'application ou de cure extrêmement élevées, ou des niveaux d'humidité faibles, sont parfois difficiles à obtenir sur certains sites. Il peut donc s'avérer impossible de réaliser une application satisfaisante du revêtement.

Lorsqu'il y a une certaine humidité à l'intérieur de l'ouvrage, résultant de condensation ou d'infiltration, ces revêtements directement appliqués ne permettent pas un drainage. Dans ce cas, un manque d'adhérence des revêtements peut se manifester prématurément.

3.5. AUTRES MÉTHODES DE RÉPARATION

Le présent chapitre traite d'autres types de réparation qui sont moins courants et sont seulement applicables dans des circonstances particulières.

to the upstream face due to freezing. Existing linings have been in place for over twenty years. Their performance indicates that a life of twenty to forty years can be expected from this type of system. After this period the membrane can be replaced. It is possible to carry this out under water without the need to de-water the reservoir.

Pracana Dam in Portugal (see Section 5.7) is an example of the use of a geomembrane to protect a deteriorated upstream face.

3.4.5. Surface coatings

Application of membranes or bituminous coatings to the upstream face can provide protection for a period of five to ten years.

Coatings can be alkyd or phenolic-based or water-based emulsions. Dry weather is essential during application. The surface must be clean and suitably prepared by water jetting or mechanical tools to remove any unsound material and provide a satisfactory profile. Coating thickness should be at least 500 microns.

Resin coatings, which can be reinforced with glass fibre mats, are considerably more expensive but will provide a longer life of up to twenty years. A higher degree of preparation is required for these coatings. Abrasive blasting may be necessary for some coatings with the attendant problems of pollution control. Care must be taken to ensure that the thermal expansion properties of the existing face and the coating are compatible.

Polyurethane coatings are generally more durable than other resin coatings, but are more expensive.

Resin coatings provide a good degree of resistance to abrasion. Bitumen coatings have a relatively low abrasion resistance. When coatings are subject to heavy abrasion due to wave action, ice, etc. then the service life may be reduced to only two to three years.

In selecting coatings, care must be taken to ensure that the application conditions required are not too onerous for the particular site. Excessively high application or curing temperatures, or low humidities may be very difficult to achieve at some sites. It may therefore prove impossible in practice to have the coating effectively applied.

Where there is moisture within the structure, from condensation or infiltration, this cannot drain through these directly applied coatings. Premature adhesion failure of the coatings may occur if this happens.

3.5. OTHER METHODS OF REPAIR

This Section deals with some other types of repairs that are less common and may only be applicable to particular circumstances.

3.5.1. Réparations nécessitées par une réaction alcali-silice

L'alcali-réaction est traitée en détail dans le Bulletin CIGB n° 79 [3.27]. Seuls quelques problèmes particuliers causés par le gonflement sont examinés ici.

Le gonflement du béton dû à la réaction alcali-silice peut causer de sérieux problèmes aux vannes équipant les barrages. De tels problèmes sont survenus au barrage de Kamburu (voir chapitre 5.6.). Les jeux sur les vannes sont faibles, et sont en général de l'ordre de 5 à 10 mm. En cas de fort gonflement dû à une réaction alcali-silice, ces jeux peuvent disparaître complètement et le matériel être mis hors service.

Les réparations consistent à découper les pertuis des vannes jusqu'au béton sain et à les reconstituer. L'idéal est de pouvoir s'assurer que la réaction chimique a pris fin avant le début des travaux. Sinon, l'enlèvement du béton de surface peut accélérer la réaction dans le béton restant et d'autres problèmes seront inévitables dans le futur.

Dans certains cas, il n'y a pas d'autres solutions que de continuer à apporter des modifications aux pertuis des vannes quand la réaction alcali-silice est toujours active. Le maintien en service des vannes de l'évacuateur de crue en vue d'assurer une évacuation suffisante peut s'avérer critique. Il faut bien se rendre compte que les mesures prises sont des mesures à court terme et que la poursuite du gonflement nécessitera de nouvelles interventions dans le futur.

Le découpage et la reconstitution des pertuis font appel aux techniques classiques de réparation des ouvrages en béton.

3.5.2. Contreforts

Un exemple très spectaculaire de cette technique est le barrage de Kölnbrein en Autriche (voir chapitre 5.1.).

Il arrive parfois que les méthodes classiques de réparation ne sont pas efficaces et que les fissures se rouvrent lorsque les contraintes causant cette fissuration continuent à se manifester. Cette technique ainsi que celle décrite au sous-chapitre 3.5.3. s'appliquent à ce type de situation.

Le chapitre 3.3., consacré à la précontrainte des barrages, mentionne la technique de l'augmentation des charges verticales pour alléger les contraintes de traction. D'autres solutions consistent à augmenter l'épaisseur de la section ou à soulager le barrage d'une partie de la charge, ce qui peut être réalisé en construisant à l'aval un bloc d'appui ou un contrefort.

Le bloc d'appui sera conçu pour supporter la proportion de charge horizontale, permettant de réduire les contraintes de traction à un niveau acceptable. Lorsque les variations du niveau de retenue sont importantes, les mouvements du barrage posent parfois des problèmes, en particulier pour les barrages de grande hauteur. Un dispositif spécial de répartition des charges peut être nécessaire pour assurer un transfert progressif des charges à la butée aval au fur et à mesure que la retenue se remplit. Un tel dispositif a été adopté au barrage de Kölnbrein et est décrit au chapitre 5.1.

3.5.1. ASR trimming

Alkali-aggregate reaction is considered in detail in ICOLD Bulletin N° 79 [3.27]. Only particular problems caused by the expansion are considered here.

Expansion of concrete due to alkali-silica reaction can lead to serious problems with hydraulic gates. An example of this was encountered at Kamburu Dam (see Section 5.6). Clearances on hydraulic gates are small, normally 5 to 10 mm. In cases of severe ASR expansion these clearances can be completely closed and the equipment disabled.

Remedial works require the gate openings to be trimmed back to sound concrete and reformed. It is ideal if it can be established that the chemical reaction is complete before commencing any repairs. Otherwise the removal of the surface concrete may actually accelerate the reaction in the remaining concrete and further problems in the future will be inevitable.

In some cases there may be no alternative to proceeding with modifications to gate openings when ASR is still active. It may be critical to keep flood gates operational to maintain sufficient spill capacity. The engineer should be aware that the measures being taken are short term and that continuing expansion will require the work to be repeated in the future, possibly on several occasions.

The trimming and reforming of the openings are carried out using conventional concrete repair techniques.

3.5.2. Buttressing

A most spectacular example of this technique is Kölnbrein Dam in Austria (see Section 5.1).

Situations may arise where conventional repair methods will not be effective and cracks will reopen if the stresses which caused the cracking remain active. This method and that described in sub-Section 3.5.3 apply to this type of situation.

Section 3.3, on post-tensioning of dams, considers the use of increased vertical loading to relieve tensile stresses. Other options are increasing the thickness of the section or relieving the dam of a proportion of the load. Loading can be relieved by constructing a downstream thrust block or buttress.

The thrust block must be designed to carry the proportion of the horizontal loading required to reduce the tensile stresses to an acceptable level. Where the variation in water level is large, movement of the dam may pose a problem, particularly if the dam is high. A load-sharing system may be required to allow load to be gradually transferred to the thrust block as the reservoir fills. Such a system was adopted at Kölnbrein Dam and is described in Section 5.1.

Dans certains cas, les vides entre éléments de barrages-poids évidés ou à contreforts ont été remplis de béton pour constituer des blocs d'appui.

3.5.3. Découpage de saignées

Le découpage d'une saignée dans un barrage est parfois adopté pour décharger les contraintes de compression longitudinales dans l'ouvrage. Les contraintes de compression peuvent résulter de l'expansion du béton due aux effets thermiques ou à la réaction alcali-silice. Cette expansion peut fermer complètement les joints verticaux de dilatation, avec transmission de poussées entre les plots du barrage. Des fissures se formeront vraisemblablement lorsque l'axe du barrage n'est pas rectiligne.

Une étude sera effectuée pour déterminer la profondeur de la saignée nécessaire pour assurer une décharge adéquate des contraintes. Il faudra examiner l'effet de la saignée sur la redistribution des contraintes. Un dispositif d'auscultation sera installé pour contrôler les mouvements de la saignée et les modifications des contraintes après le découpage.

Les saignées peuvent être découpées au moyen de forages sécants réalisés par roto-percussion. Il faudra s'assurer que les forages sont exécutés suivant des tolérances adéquates, des trous pilotes de plus petit diamètre étant parfois nécessaires. Le serrage du forage causé par la convergence des parois de la saignée peut poser également des problèmes. L'espace libre au sommet de la saignée peut être maintenu en découpant depuis le parement amont vers le parement aval, sur une profondeur appropriée. On peut également découper les saignées en utilisant des scies à fil diamanté, appliquées à travers des trous de forage ou entre des paires de trous de forage. Un soin identique est nécessaire pour éviter la fermeture de la saignée au cours du découpage.

Un dispositif d'étanchéité sera mis en place pour éviter les fuites d'eau à travers la saignée. Il faudra parfois l'installer avant le découpage de la saignée, compte tenu du niveau de la retenue pouvant être maintenu au cours des travaux. Une solution consiste à fixer une bande de caoutchouc à cheval sur la saignée, sur le parement amont, au moyen de plaques d'acier boulonnées au béton. Afin d'assurer l'efficacité des étanchéités, les irrégularités importantes du béton sous les lames d'étanchéité seront corrigées en appliquant du mortier, permettant ainsi de constituer une surface plane. Il est parfois souhaitable d'installer un deuxième dispositif d'étanchéité à l'aval du dispositif principal situé sur le parement amont.

L'expérience a montré que le découpage de saignées ne constituait souvent qu'une solution temporaire. Dans des cas exceptionnels, les saignées peuvent se refermer au bout de quelques mois. Lorsqu'une telle solution est envisagée, il faut prévoir l'engagement d'autres frais élevés d'interventions à assez brève échéance, peut-être avant dix ans.

Un exemple de découpage de saignées dans un barrage est fourni par le barrage de Fontana, aux États-Unis (voir chapitre 5.9.).

3.5.4. Aucune intervention

Dans certains cas, des dépôts de calcaire peuvent colmater les fissures et des réparations ne sont pas nécessaires.

In some cases the spaces between elements of hollow-gravity or buttress dams have been filled with concrete to form thrust blocks.

3.5.3. Cutting slots

Cutting a slot in a dam may be used as a method of relieving longitudinal compressive stresses in the structure. Compressive stresses may be caused by expansion of the concrete due to thermal effects or ASR. The expansion can completely close vertical expansion joints and lead to thrusts being transmitted between dam monoliths. Cracking is most likely to occur as a result of this where the dam axis is not straight.

An analysis should be carried out to determine the depth of slot required to provide adequate relief of stress. Consideration should be given to the effect of the slot in redistributing stresses. It is necessary to install instrumentation to monitor the slot movement and stress changes beneath the slot after cutting.

Slots may be cut by stitch drilling using rotary percussive drilling equipment. Precautions will be required to ensure that drilling is carried out to adequate tolerances and smaller diameter pilot holes may be necessary. Drill binding caused by convergence of the slot walls may also be a problem. Clearance at the top of the slot can be maintained by cutting from the upstream to the downstream face to an appropriate depth. Alternatively, slots can be cut using diamond tipped wire saws usually applied through drill holes or between pairs of drill holes. Similar care is required to avoid the slot closing during cutting.

A sealing system will be required to avoid leakage of water through the slot. It may be necessary to install this prior to drilling the slot, depending on the reservoir level that can be maintained during the works. One method of sealing is to fix rubber strips across the slot on the upstream face using steel securing plates bolted to the face. To ensure the effectiveness of the seals, significant irregularities in the concrete surface under the seals should be filled with a suitable repair mortar to provide a plane surface. It may be desirable to install a secondary sealing system downstream of the primary seal on the upstream face.

Experience has shown that cutting slots often proves to be only a temporary solution. In extreme cases the slots may close up again within months. Engineers contemplating this approach should bear in mind that further significant costs may be incurred within a fairly short period, possibly less than ten years.

An example of a slot being cut in a dam is Fontana Dam in the USA (see Section 5.9).

3.5.4. No action

In some cases cracks may be sealed by calcareous deposits. It may not be necessary to carry out repairs.

On étudiera les causes de la fissuration, la stabilité du barrage et la détérioration probable du béton dans le futur.

Lorsqu'une fissure est obturée sur le parement aval et ouverte sur le parement amont, avec pénétration d'eau dans le corps du barrage, les sous-pressions peuvent augmenter et la stabilité du barrage être dangereusement affectée.

L'effet des percolations d'eau à travers le béton et du gel-dégel de l'eau à l'intérieur des fissures peut accélérer la détérioration du béton, en particulier sur le parement amont.

Si aucun des facteurs précités ne constitue un problème important, une réparation ne sera pas nécessaire. Le barrage de Blackwater, au Royaume-Uni, est un exemple de barrage exécuté sans joints verticaux de construction, où des fissures se sont formées mais se sont par la suite colmatées, ce qui n'a pas nécessité des réparations (voir chapitre 5.4.).

3.6. CONTRÔLE DES RÉPARATIONS

Le contrôle des réparations a deux objectifs :

- vérification, à moyen ou long terme, de l'efficacité de la réparation;
- contrôle nécessaire au cours de l'exécution des réparations, afin d'éviter une augmentation de la fissuration, par exemple sous l'effet d'une pression d'injection trop élevée.

Le contrôle des réparations peut être effectué en utilisant certaines méthodes appliquées pour le relevé des fissures (voir chapitre 2.4.), en particulier : carottage, télévision en forage, essai de perméabilité et injection de traceur. Sur les carottes, des essais de traction permettent de contrôler les réparations.

Des essais non destructifs, par exemple des méthodes soniques, peuvent également être adoptés pour contrôler les réparations. L'efficacité des réparations est généralement vérifiée en comparant les résultats d'essais effectués avant et après le traitement. La présence de fissures influence l'amplitude plus que la vitesse des ondes soniques; mais, du fait que le procédé de vérification influence également l'amplitude, il importe d'utiliser les mêmes procédés lors de l'exécution des mesures avant et après l'injection. Si la réparation a été efficace, une augmentation de la vitesse sonique sera constatée, mais, surtout, il y aura une réduction dans l'amortissement du signal et une plus grande uniformité dans le champ des vitesses ou des amortissements.

An assessment should be made of the cause of the cracking, the stability of the dam and the likely future deterioration of the concrete.

When a crack has sealed on the downstream face of the dam but cracking on the upstream face allows water ingress into the body of the dam, uplift forces may be increased and stability adversely affected.

The effect of water flows through the concrete and freeze-thaw cycles on water within the cracks may cause accelerated deterioration of the concrete on the upstream face in particular.

Where neither of the above factors is considered to be a significant problem then no repair may be required. An example of a dam built without vertical construction joints where cracks formed but have subsequently 'healed' and have not required repair is given in the case study of Blackwater Dam in the UK (see Section 5.4).

3.6. MONITORING REPAIRS

Monitoring of repairs has two aims :

- the mid- or long-term verification of the effectiveness of the repair;
- the control necessary during the execution of the repairs, to avoid increasing the cracking, such as by using too high a grouting pressure.

Monitoring of repairs could be carried out by using some of the methods described for crack mapping (see Section 2.4). In particular, direct methods such as coring, borehole television, permeability testing and trace injection can be used. On cores, the repair can be tested by direct tensile tests.

Non-destructive tests, such as sonic methods, may also be used for monitoring repairs. The effectiveness of the repairs is usually checked by comparing the results of tests made before and after the treatment. The presence of cracks influences the amplitude more than the velocity of sonic waves, but because the amplitude is also influenced by the checking procedure, it is important to use the same procedures when carrying out the measurements before and after grouting. If the repair has been effective, an increase of the sonic velocity should be noted, but especially, there should be a reduction in the signal attenuation and a greater uniformity in the velocity or attenuation field.

3.7. REFERENCES

- 3.1. WARNING, S. T., Chemical grouting of water-bearing cracks, *Concrete International*, August 1986.
- 3.2. BRUCE, D. A. and de PORCELLINIS, Process of concrete dam repair – a recent case history.
- 3.3. LOMBARDI, G., The role of cohesion in cement grouting of rock, Q.58-R.13, XVth ICOLD Congress, Vol. 4, Lausanne, 1985, pp. 235-261.
- 3.4. LOMBARDI, G. and DEERE, D., Grouting design and control using the GIN principle, *Water Power and Dam Construction*, London, June 1993, pp. 15-22.
- 3.5. PARKER, P. I., The raising of dams with particular reference to the use of stressed cables, Q.20-R.44, VIth ICOLD Congress, Vol. 3, New York, 1958, pp. 595-616.
- 3.6. WILLIAMS, A. C. and SNAPE, D. W., Development of re-stressable tendons and post-tensioning of Manly dam, Q.52-R.52, XIVth ICOLD Congress, Vol. 3, Rio de Janeiro, 1982, pp. 867-892.
- 3.7. SNAPE, D., KNIGHT, S. and RENN, T., Warragamba dam interim flood protection measures, 1990 ANCOLD Annual Conference, Perth, Western Australia, ANCOLD Bulletin N° 87, April 1991.
- 3.8. CAVILL, B. A., Warragamba dam post-tensioned anchors, 1990 ANCOLD Annual Conference, Perth, Western Australia, ANCOLD Bulletin N° 87, April 1991.
- 3.9. ANON, Cables correct Carron foundations, *New Civil Engineer*, 16 January 1986, pp. 24-25.
- 3.10. EVANS, J. D., TYE, P. F. and LITTLEJOHN, G. S., Investigations at Argal dam, British Dam Society Conference « Reservoir Safety and the Environment », Exeter, 1994
- 3.11. ANON, Cable solution chosen to raise Moroccan dam, *World Water*, London, June 1979, pp. 26-27.
- 3.12. ANON, Pre-stress anchors raise Sebakwe, *New Civil Engineer*, 16 January 1989, pp. 32-35.
- 3.13. BOGLE, J. M. L., Provision for future raising of the Avon dam by the method of stressed cables, Q.20-R.02, VIth ICOLD Congress, Vol. 3, New York, 1958, pp. 367-379.

- 3.14. BANKS, J. A., The employment of pre-stressed technique on Alt-na-Lairige dam, Q.17-R.68, Vth ICOLD Congress, Vol. 1, Paris, 1955, pp. 341-357.
- 3.15. BANKS, J. A., Alt-na-Lairige pre-stressed concrete dam, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 6, March 1957, pp. 409-444.
- 3.16. COLEBATCH, G. T. and WILKINS, J. K., Design of Catagunya pre-stressed dam, Q.26-R.17, VIIth ICOLD Congress, Vol. 2, Rome, 1961, pp. 261-288.
- 3.17. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, Recommendations for ground anchorages, Draft for development DD81, London, 1982.
- 3.18. FIP, Corrosion and corrosion protection of pre-stressed ground anchorages, State-of-the-art Report, Thomas Telford, 1986.
- 3.19. COMBES, L. H., COLE, R. G. and CLARK, R. M., Remedial measures to Val-de-la-Mare dam, Jersey, Case History, BNCOLD Symposium, Paper 3.3, Newcastle, 1975, pp. 1-10.
- 3.20. COLE, R. G. and HORSWILL, P., Alkali-silica reaction : Val de-la-Mare dam, Jersey, Case History, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 84, December 1988, pp. 1237-1259.
- 3.21. KAUFMANN, R., Strengthening and raising of dams using pre-stressed anchors, VSL International Ltd., Switzerland.
- 3.22. NEWELL, V. A. and WAGNER, C. D., Cracking at Fontana and Hiwassee dams due to concrete growth and remedial measures undertaken.
- 3.23. FEDDERSEN, I., Anchors for improving the stability of Eider dam, Germany, VSL International Ltd., Switzerland.
- 3.24. ANCOLD, Guidelines on strengthening and raising concrete gravity dams, Australian National Committee on Large Dams, 1991.
- 3.25. GENTILE, G., Study, preparation and placement of low cement concrete with special regard to its use in solid gravity dams, Q.30-R.16, VIIIth ICOLD Congress, Vol. 3, Edinburgh, 1964.
- 3.26. ANIDEL, Dams for hydroelectric power in Italy, Committee for the study of problems concerning dams, Vol. 4, Associazione Nazionale Imprese Distributrici di Energia Elettrica, Milano, 1952.
- 3.27. ICOLD/CIGB, Alkali-aggregate reaction in concrete dams: review and recommendations/Alcali-réaction dans les barrages en béton – Aperçu général et recommandations, Bulletin N° 79, Paris, 1991.

4. MOYENS D'ÉVITER LES FISSURES

4.1. TYPES DE BARRAGES EN BÉTON

Les principaux types de barrages en béton sont :

1. Barrages-poids : barrage-poids, barrage-poids précontraint, barrage-poids incurvé
2. Barrages-voûtes : barrage poids-voûte, barrage-voûte, barrage à dômes multiples
3. Barrages à contreforts : barrage à contreforts, barrage à voûtes multiples, barrage à contreforts à tête massive, barrage-poids évidé
4. Barrages mobiles : barrage équipé de vannes, seuil en rivière
5. Barrages BCR : du type poids ou voûte

En vue d'éviter les fissures, le choix du type de barrage dépendra d'un certain nombre de facteurs :

1. Calcul des contraintes, conditions et contraintes thermiques prévues, topographie, géologie, conditions de fondation.

2. Une fondation de faible résistance au cisaillement horizontal peut nécessiter une large base pour le barrage, ce qui conduit parfois à des fissures d'origine thermique en l'absence de prescriptions sur les températures de mise en place du béton (et/ou de mesures de refroidissement du béton après sa mise en place) ou de joints longitudinaux de contraction.

3. Des discontinuités brusques dans une fondation, de pente raide, peuvent affecter les répartitions des contraintes du barrage et conduire à de fortes concentrations de contraintes inacceptables. Quatre traitements sont possibles :

- a) La fondation peut être égalisée au moyen de fouilles complémentaires, afin d'éliminer les concentrations de contraintes.

- b) La fondation peut être égalisée par un béton de forme appliqué dans la zone en question. Cette mesure, si elle est bien étudiée, influencera la forme du barrage en ce point.

- c) Les deux mesures précitées peuvent être combinées.

- d) Des joints de construction appropriés peuvent être prévus en de tels points, en vue d'éviter une fissuration non contrôlée.

4. Une topographie de la vallée, avec des conditions géologiques acceptables, peut conduire à la solution la plus économique si le barrage est incurvé ou change de direction pour s'adapter à la topographie. Dans ces cas, il convient de prévoir des joints de contraction ou de mouvement à tous changements de direction, afin d'éviter un comportement singulier du barrage en ces points (voir chapitres 5.3. et

4. AVOIDANCE OF CRACKING

4.1. FORMS OF CONCRETE DAMS

The general types of concrete dam are:

1. Gravity dams : gravity dams, pre-stressed gravity dams, curved gravity dams
2. Arch dams : arch/gravity dams, arch dams, multiple-dome dams
3. Buttress dams : buttress dams, multiple-arch dams, massive-head buttress dams, hollow gravity dams
4. Barrages : gated barrages, stop-block barrages
5. RCC dams : could be either of the above gravity or arch dams

To avoid cracking, the choice of dam type will depend upon a number of factors, including:

1. The stress analysis, expected thermal conditions and stresses, topography and associated geological and foundation conditions.
2. Foundations with a low horizontal shear capacity may require a wide base of dam, which could lead to associated thermal cracking if not controlled by specified concrete placing temperatures (and/or post-cooling measures) or longitudinal contraction joints.
3. Sudden foundation discontinuities of a generally steep nature, that structurally affect the general stress condition of the dam and usually result in unacceptable high stress concentrations. This can usually be dealt with in four ways:
 - a) The foundation can be smoothed by further excavation to eliminate the stress concentrations.
 - b) The foundations can be smoothed by shaping concrete at the point in question. This would, if properly designed, influence the shape or form of the dam at the particular point.
 - c) A combination of the above two remedies.
 - d) Proper contraction joints could be provided at such points in order to avoid uncontrolled cracking.
4. Valley topography with acceptable geological conditions could well provide the most cost-effective solution if a dam is curved or changes direction to follow the topography. In these cases it is good practice to provide adequate contraction or movement joints at any change of direction, to avoid any peculiar behaviour of the dam at this point (see Sections 5.3 and 5.9). Remedial work is usually very costly and

5.9.). Des interventions correctives sont, en général, très coûteuses et difficiles à mettre en oeuvre si des mesures n'ont pas été prises lors du projet et de la construction du barrage.

4.2. MATÉRIAUX

4.2.1. Type de ciment et dosage

En vue de réduire la chaleur d'hydratation et les déformations et contraintes thermiques associées, on adoptera le plus faible dosage en ciment Portland, compatible avec les spécifications de résistance et de durabilité. Un excès de ciment par rapport à la quantité strictement nécessaire est un inconvénient plutôt qu'un avantage. Des pouzzolanes économiquement disponibles, telles que des cendres volantes ou du laitier de haut fourneau, seront utilisées en complément ou en remplacement d'une partie du ciment. Cela conduira à une importante économie de coût et, ce qui est plus important, à une réduction de la chaleur d'hydratation et à une amélioration de la résistance à la fissuration.

La chaleur d'hydratation du ciment joue un grand rôle dans l'élévation de température du béton. Un ciment à chaleur d'hydratation faible ou modérée est couramment utilisé dans la construction des barrages en béton. La composition chimique du ciment, spécialement la teneur en aluminat tricalcique et la finesse, sont des facteurs importants. Quel que soit le ciment utilisé, la chaleur d'hydratation du liant peut être diminuée en augmentant la proportion de pouzzolanes.

4.2.2. Granulats

Il faut viser à produire un béton présentant une grande capacité de déformation à la traction. Cela peut conduire à limiter la dimension maximale des granulats à une valeur au-dessous de celle apparaissant la plus économique. Lorsque plusieurs sources de granulats sont économiquement disponibles, la préférence ira aux granulats donnant la plus grande capacité de déformation à la traction, c'est-à-dire la meilleure résistance à la fissuration. En général, ce sera un matériau concassé, de faible dilatation thermique et de faible module d'élasticité.

4.2.3. Retrait hydraulique (voir chapitre 1.6.)

Le retrait hydraulique est le changement de volume, sur une longue période, résultant de la diminution de la teneur en eau. Si ce retrait peut s'effectuer sans confinement (sans entrave), le béton ne subira pas de dégâts. Cependant, le béton d'un ouvrage est toujours soumis à certains confinements, dus à la fondation, à une autre partie de l'ouvrage, ou à une différence de retrait entre le béton de surface et le béton interne. Cette combinaison de retrait et de confinement provoque des contraintes de traction pouvant conduire à une fissuration.

La mesure préventive consiste à réduire le retrait du béton, ou le confinement, ou les deux. Divers moyens permettent de réduire le retrait :

difficult to perform if the necessary steps were not taken during the design and construction of the dam.

4.2. MATERIALS

4.2.1. Cement content and type

The lowest practicable Portland cement content permitted by the strength and durability requirements should be used to reduce the heat of hydration and the consequent thermal stresses and strains. More than the necessary amount of cement is a detriment rather than an advantage. Economically suitable pozzolans, such as flyash or blast-furnace slag, should be used to extend and/or replace a portion of the cement. This can result in a considerable saving in cost and, more importantly, it can reduce the heat generation and improve the resistance against cracking.

The heat-generating characteristics of cement play an important role in the amount of temperature rise. Moderate- or low-heat cement is commonly used for concrete dam construction. The chemical composition of the cement, notably the tricalcium aluminate content and fineness, are important factors. Whatever cement is used, the heat generation of the cementitious material can be reduced by increasing the proportion of pozzolan.

4.2.2. Aggregates

An attempt should be made to produce concrete with a large tensile strain capacity. This may mean limiting the maximum aggregate size to a value below that which might be the most economical. Where several sources of aggregate are available economically, preference should be given to that which yields the highest tensile strain capacity, i.e. best crack resistance. Usually this will be a crushed material of low thermal expansion and low modulus of elasticity.

4.2.3. Drying shrinkage (see Section 1.6)

Drying shrinkage is the long-term change in volume of concrete caused by the loss of moisture. If this shrinkage could take place without any restraint, there would be no damage to the concrete. However, the concrete in a structure is always subject to some degree of restraint either by the foundation, by another part of the structure, or by the difference in shrinkage between the concrete at the surface and that in the interior of a member. The combination of shrinkage and restraint causes tensile stresses that can ultimately lead to cracking.

The preventive measure is either to reduce the tendency of the concrete to shrink, or to reduce the restraint, or both. The following will help to reduce the tendency to shrinkage:

- réduction du dosage en eau du béton;
- utilisation de plus gros granulats pour diminuer la teneur en liant (voir paragraphe 4.2.2.);
- mise en place du béton à une température aussi basse que possible;
- humidification du soubassement et des coffrages ;
- humidification des granulats s'ils sont secs et absorbants ;
- exécution de joints de contraction appropriés pour réduire le confinement.

4.2.4. Réactions chimiques

4.2.4.1. Réaction alcali-silice (voir paragraphe 1.7.1.1.)

Les granulats jugés dangereusement réactifs (par exemple, opale, calcédoine, verre volcanique, tridymite, cristobalite, certains quartz, etc.) ne seront pas utilisés dans les barrages en béton, à moins que des essais en laboratoire prouvent le contraire. Si une telle utilisation est inévitable, des mesures adéquates seront prises pour réduire le risque de gonflement interne dangereux et de fissuration. Ces mesures sont les suivantes :

- Utilisation de ciments à faible teneur en alcalis. Si un tel ciment est disponible sans, ou avec une faible, augmentation de coût, on l'adoptera.
- Utilisation de laitier ou de pouzzolanes. Si un ciment à faible teneur en alcalis n'est pas disponible, ou que son coût est trop élevé, l'utilisation de laitier de haut fourneau granulé, broyé, ou de pouzzolanes (cendres volantes ou pouzzolanes naturelles), ou d'un ciment composé contenant un tel constituant secondaire, sera étudiée. Le laitier ou la pouzzolane fera l'objet d'essais physiques, chimiques et pétrographiques pour s'assurer qu'il répond aux spécifications et déterminer la quantité de laitier ou de pouzzolane permettant de maîtriser la réaction alcali-silice. Il est généralement admis que le béton ayant une teneur en alcalis (équivalent Na_2O) inférieure à 3 kg/m^3 ne présentera pas de fissures, même avec des granulats réactifs [4.1.]
- Diminution du dosage en eau. Un béton malaxé avec un faible rapport eau/ciment conduit à une faible quantité d'eau interne, ce qui réduit le risque de gonflement du gel de la réaction alcali-silice ; la perméabilité d'un tel béton à l'eau extérieure est également réduite. Ainsi, les conséquences nuisibles de la réaction alcali-silice peuvent être atténuées. L'expérience a également montré que si, au cours de la dessiccation du béton, l'humidité relative au coeur du béton tombe et reste au-dessous de 80 %, aucun gonflement nuisible ne se produit. Cependant, la réaction chimique n'est pas forcément empêchée, et une réhumidification ultérieure peut causer des gonflements rapides et dangereux.
- Diminution de la quantité de granulats réactifs. Il peut s'avérer économique de constituer une partie des granulats avec des matériaux réactifs prélevés localement, l'autre partie étant des matériaux non réactifs importés, plus coûteux, plutôt que d'importer tous les granulats. La proportion de granulats réactifs pouvant être utilisée sans danger sera étudiée avec beaucoup de soin.

- use less water in the concrete;
- use larger aggregate to minimise paste content: (see sub-Section 4.2.2)
- place the concrete at as low a temperature as practicable;
- dampen the sub-grade and the forms;
- dampen aggregates if they are dry and absorptive.
- provide adequate contraction joints to reduce restraint.

4.2.4. Chemical reactions

4.2.4.1. Alkali-silica reaction (see Sub-section 1.7.1.1.)

Aggregates considered potentially-deleteriously reactive (e.g., opal, chalcodony, volcanic glass, tridymite and cristobalite, some quartz, etc.) should not be used in concrete dams unless cleared by conclusive laboratory testing. If such use is unavoidable, suitable precautions must be taken to minimise the probability of harmful internal expansion and cracking. Such precautions may include the following:

- Using low-alkali cements. If it appears likely that low-alkali cement will be available at little or no increase in cost, such cement should be used.
- Using slag or pozzolans. If low-alkali cement is not available, or is available only at excessive cost, the use of ground granulated blast-furnace slag (GGBFS), or a pozzolan (flyash or natural pozzolan), or a blended cement containing such a component, should be considered. The proposed GGBFS or pozzolan should be tested by a combination of physical, chemical, and petrographic methods to assure that it is a reasonable candidate material meeting the specifications, and to determine the minimum amount of pozzolan or slag to use to control the alkali-silica reaction. It is generally considered that concrete with an alkali (Na_2O equivalent) content less than 3 kg/m^3 will not crack, even with reactive aggregates [4.1].
- Decreasing the availability of water. Concrete batched at a low water/cement ratio has only a limited supply of internal water to cause the alkali-silica reaction gel to swell, and the permeability of such concrete to outside water is also reduced. Thus the deleterious consequences of the alkali-silica reaction may be slowed down. Experience has also indicated that when concrete dries so that the relative humidity in the core of the concrete falls below and remains below 80%, no adverse expansion occurs. However, the chemical reaction is not necessarily prevented, and subsequent re-wetting may produce rapid and serious expansions.
- Decreasing the amount of reactive aggregate. It may be economical to use a proportion of local reactive aggregate, with the rest being more expensive imported non-reactive aggregate, rather than to use all imported aggregates. The proportion of reactive aggregates that can safely be used must be carefully investigated.

4.2.4.2. Réaction alcali-carbonate (voir paragraphe 1.7.1.2.)

Certaines roches carbonatées réagissent avec les alcalis, ce qui produit parfois une expansion et une fissuration dangereuses. Des examens pétrographiques, des avis techniques de spécialistes et des relevés existants seront utilisés pour le classement des roches dans la catégorie roche « inoffensive » ou la catégorie roche « potentiellement réactive ». Si une roche a été classée « potentiellement réactive », les mesures à prendre sont les suivantes :

- Éviter l'utilisation d'une telle roche comme granulat, en adoptant des méthodes appropriées, par exemple l'exploitation sélective de la carrière.
- S'il n'est pas possible d'éviter l'utilisation d'une telle roche, prescrire alors l'adoption de ciment à faible teneur en alcalis et de pouzzolanes, la proportion de roche réactive ne devant pas dépasser 20 % de la quantité de granulats grossiers ou de granulats fins, ou 15 % de la quantité totale de granulats si le matériau réactif est présent dans les deux catégories.

4.2.4.3. Attaque par les sulfates (voir paragraphe 1.7.2.)

Des sulfates de sodium, de potassium, de calcium ou de magnésium sont parfois présents en solution dans l'eau souterraine à proximité des barrages en béton. Les ions de sulfate en solution peuvent attaquer le béton. Un symptôme visuel de l'attaque par les sulfates est un réseau de fissures, ainsi qu'une dégradation générale du béton. Une protection contre l'attaque par les sulfates peut être généralement obtenue comme suit :

- Utiliser un béton dense, de bonne qualité, présentant un faible rapport eau/ciment.
- Utiliser des types de ciment appropriés. Les mesures à prescrire dépendront des conditions d'exposition aux sulfates (Tableau 5), et de la disponibilité et du coût des matériaux.

Tableau 5 - Guide pour déterminer les conditions d'exposition aux sulfates

Condition d'exposition	SO ₄ soluble à l'eau concentration dans l'eau (ml/kg)	SO ₄ soluble à l'eau concentration dans le sol (%)
Modérée	150 - 1 500	0,10 à 0,20
Sévère	> 1 500	> 0,20

Dans le cas d'une attaque modérée par les sulfates, on utilisera un ciment de résistance modérée aux sulfates. Si un tel ciment n'est pas économiquement disponible, on peut utiliser un ciment Portland artificiel ayant moins de 10 % de C.A. ou un ciment aux pouzzolanes contenant une quantité adéquate de cendres volantes, à faible teneur en chaux, ou un ciment au laitier de haut fourneau, broyé, granulé, ou un ciment auquel on a ajouté des cendres volantes ou du laitier. Tous

4.2.4.2. Alkali-carbonate reaction (see sub-Section 1.7.1.2)

Certain carbonate rocks react with alkalis which, in some instances, produce detrimental expansion and cracking. Petrographic examination, engineering judgement, and service records should be used in making the final decision on which rocks are to be classified as innocuous and which are to be classified as potentially reactive. Once a rock has been classified as potentially reactive, the action to be taken should be as follows:

- Avoid the use as aggregate of rock classified as potentially reactive by using appropriate procedures such as selective quarrying.
- If it is not feasible to avoid the use of rock classified as potentially reactive, then specify the use of low-alkali cement and pozzolan, and dilution so that the amount of potentially reactive rock does not exceed 20 percent of the coarse or fine aggregate or 15 percent of the total if reactive material is present in both.

4.2.4.3. Sulphate attack (see sub-Section 1.7.2)

Naturally occurring sulphates of sodium, potassium, calcium, or magnesium are sometimes found in solution in ground-water adjacent to concrete dams. The sulphate ions in solution can attack the concrete. A visual symptom of sulphate attack is map or pattern cracking as well as a general disintegration of the concrete. Protection against sulphate attack can generally be obtained by the following:

- Use a dense, high-quality concrete with a low water/cement ratio.
- Use appropriate types of cement. The precautions to be specified will vary with the sulphate exposure condition (see Table 5) and the availability and costs of materials.

Table 5 : Guide for determining sulphate exposure conditions

Exposure condition	Water-soluble SO ₄ concentration in water (ml/kg)	Water-soluble SO ₄ concentration in soil (%)
Moderate	150 - 1 500	0.10 to 0.20
Severe	> 1 500	> 0.20

With moderate sulphate attack, moderate sulphate-resisting cement should be used. If moderate sulphate-resisting cement is not economically available, concrete resistant to moderate attack may be made by using ordinary Portland cement having not more than 10% C₃A, or a pozzolanic cement that contains an adequate amount of suitable low-lime flyash or GGBFS or to which flyash or slag is added. Performance tests must be conducted to determine the suitability of any substitutes

produits de remplacement d'un ciment résistant aux sulfates doivent faire l'objet d'essais de convenance. Lorsque l'attaque par les sulfates est sévère, on adoptera un ciment à résistance élevée aux sulfates, à moins que des problèmes de coût et de disponibilité ne se présentent, auquel cas d'autres matériaux, comme indiqué ci-dessus, seront utilisés.

4.2.5. Gel-dégel (voir chapitre 1.8.)

Les mesures destinées à prévenir la détérioration d'un béton saturé, qui sera exposé à des cycles de gel-dégel, sont les suivantes

- utiliser un entraîneur d'air pour constituer un réseau de vides remplis d'air dans le béton, les bulles étant séparées de 0,20 mm ou moins. La teneur en air entraînée sera de l'ordre de 8 à 10 % du volume du mortier du béton :
- adopter un béton ayant un faible rapport E/C ;
- choisir des matériaux appropriés, en particulier des granulats connus pour leur bon comportement dans un béton bien dosé. Les granulats ayant une porosité supérieure à 1 % conduiront généralement à une diminution de la résistance au gel. Il faudra éviter les granulats ayant une forte teneur en silt, ou bien les laver pour enlever le silt ;
- prévoir une cure efficace pour assurer une résistance à la compression du béton d'au moins 25 MPa avant que le béton, dans un état de saturation, ne soit exposé au gel ;
- prévoir un drainage efficace pour toutes les surfaces planes de béton, si possible.

4.3. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Les fissures d'origine structurale résultent, en général, d'un confinement différentiel excessif entre des éléments des barrages en béton, présentant une certaine incompatibilité, par exemple : barrage-voûte et sa fondation, changement de pente dans les barrages-poids, changement de température entre la tête et le contrefort d'un barrage à contreforts, retrait thermique dans les barrages BCR. De telles fissures diffèrent de celles imputables aux matériaux, car elles constituent une longue et étroite zone de fissuration, tandis que la fissuration ou détérioration en forme de réseau couvre habituellement une large zone et est généralement limitée aux surfaces (voir chapitre 2.1.).

L'existence de fissures structurales ne fait pas penser à une rupture imminente, mais traduit seulement l'adaptation du système barrage/fondation aux charges appliquées. Par exemple, une déformation permanente du système barrage/fondation peut causer une fissuration notable, mais peut avoir de faibles conséquences vis-à-vis de l'intégrité globale de l'ouvrage. Toute fissuration dans les barrages en béton, qu'elle soit d'origine structurale ou sous forme d'un réseau étendu, doit faire l'objet de mesures d'auscultation afin de contrôler la propagation et la détérioration (voir chapitre 2), car la faiblesse en résultant cause une redistribution des charges et peut conduire à une surcharge dans une autre partie du barrage.

for sulphate-resisting cement. Where severe sulphate attack is to be resisted, highly sulphate-resisting cement should be used unless problems of cost or availability are encountered, in which case other materials as outlined above could also be used.

4.2.5. Freezing and thawing (see Section 1.8)

Measures to prevent damage to concrete that will be exposed to freezing and thawing while saturated are as follows:

- Use adequate entrained air to provide a satisfactory air-void system in the concrete, i.e. a bubble spacing factor of 0.20 mm or less. The entrained air content should be about 8 to 10% of the mortar fraction of the concrete;
- Use a concrete with a low water/cement ratio;
- Select suitable materials, particularly aggregates that are known to perform well in properly-proportioned concrete. Aggregates with a porosity more than 1% will usually decrease frost resistance. Avoid aggregates with a high silt content, or wash them to remove the silt;

- Provide adequate curing to ensure that compressive strength of the concrete is at least 25 MPa before the concrete is allowed to freeze in a saturated state;

- Provide positive drainage to all flat concrete surfaces wherever possible.

4.3. STRUCTURAL DESIGN

Structural cracks generally result from excessive differential restraint between incompatible elements of concrete dams, such as an arch dam and its foundation, slope change on gravity dams, thermal change between the head and buttress of a buttress dam, and thermal shrinkage in RCC dams. Structural cracks differ from material cracks as they coalesce to become a long narrow zone of cracking, whereas pattern cracking or deterioration usually covers a wider area and is generally limited to surfaces (see Section 2.1).

The existence of structural cracks does not suggest imminent failure but only represents the dam/foundation system's natural adjustment to the applied loads. For example, permanent set in the dam/foundation may cause noticeable cracking but may be of little consequence to the overall structural integrity. All cracking in concrete dams, whether structural or pattern, should be monitored for propagation and deterioration (see Section 2) as these represent a weakness causing a load redistribution and potential overload elsewhere within the dam.

Une étude rationnelle des charges appliquées, telles que : variation du niveau de la retenue, charge de gravité, température, dépôt de sédiments, glace, crue et séisme, fournira les données nécessaires à la conception des nouveaux barrages ou au réexamen de la stabilité mécanique de barrages existants. Les combinaisons les plus vraisemblables de toutes les charges connues et leur fréquence d'apparition fournissent les conditions limites pour de telles études.

Les coins rentrants sont une des causes les plus manifestes de fissuration dans les barrages en béton. Ils peuvent être subtils, comme une ondulation régulière mais fréquente d'une fondation, ou prononcés, comme des coins dans des galeries. Les coins rentrants sont particulièrement fâcheux vis-à-vis des séismes.

Les changements de pente sur les parements des barrages-poids sont parfois également source de problèmes. Il faut songer à réaliser le parement aval d'un barrage-poids avec une pente constante de la crête jusqu'à la base.

L'hétérogénéité ou les changements brusques de type de roche - par exemple, un changement de rigidité lié au type de roche ou à la direction et au pendage du réseau de diaclases - sont susceptibles de provoquer des fissures, le plus souvent dans les barrages-voûtes. Le type « barrage à contreforts » sera envisagé lorsque la fondation présente divers types de roche en travers de la vallée ou des différences marquées de rigidité, car chaque contrefort peut être conçu pour se déformer indépendamment des contreforts adjacents. On peut résoudre le problème des différences de rigidité, modérées ou fortes, en excavant les matériaux inconsistants et en les remplaçant par une semelle en béton, un béton de remplissage ou d'autres structures de béton. Les fondations rocheuses tendres nécessitent parfois un tapis continu ou une base large pour supporter convenablement les charges appliquées. Des fondations souples ont provoqué des fissures par suite de tassements différentiels des plots. En général, les failles des fondations ne posent pas de problème mécanique au cours du cycle normal d'exploitation. Par contre, il n'en est pas de même lors d'un séisme provoquant le mouvement d'une faille, principalement si le barrage chevauche la faille. Lors du choix du site du barrage, on devra éviter le chevauchement de failles ou la présence très rapprochée de failles.

Des barrages en béton existants subissant des changements de conditions peuvent nécessiter une précontrainte ou un ancrage complémentaire pour éviter l'instabilité ou la progression de la fissuration (voir chapitre 3.2.). Des vérins plats sont utiles dans les barrages-voûtes et les barrages à contreforts pour fournir une compression dans les zones de traction résultant principalement du moment des forces. Des vérins plats judicieusement placés créent des forces uni-axiales et des moments opposés, ce qui tend à annuler tout ou partie de la traction. Des armatures sont nécessaires dans les barrages à contreforts, en particulier dans les dalles amont des barrages à contreforts et dalles planes, dans les voûtes des barrages à voûtes multiples, et dans les contreforts à têtes massives. Des armatures peuvent être placées le long des parements des barrages-voûtes et des barrages à contreforts pour réduire la fissuration superficielle due à la température et au retrait, principalement dans les climats froids. Des aciers d'armature seront prévus sur les parois des évacuateurs de crue, les piles, autour des ouvrages d'évacuation et des pertuis avec vannes, etc., pour faire face à la fissuration due aux fréquentes variations de conditions atmosphériques ou de charge. Il est également souhaitable, dans les barrages à contreforts de faible épaisseur, de s'opposer aux tractions d'origine thermique, résultant de confinements.

A rational investigation of the applied loads such as reservoir fluctuation, gravity, temperature, silt, ice, floods, and earthquakes will provide the necessary insight to design new dams or the appropriate stress/stability redesign of existing dams. The maximum credible combinations of all known loads and their frequency of occurrence will provide the bounds for design or redesign.

Re-entrant corners present one of the most obvious crack initiators in concrete dams. These may be as subtle as a smooth but frequent foundation undulation or as pronounced as corners in galleries or adits. Re-entrant corners are especially troublesome during earthquakes.

Changes in slope on the faces of gravity dams may also prove troublesome. Consider making the downstream face of a gravity dam a constant slope from crest to base.

Non-uniformity or sudden changes in rock units, such as an abrupt change in stiffness because of rock type or orientation of strike and dip of joint sets, are capable of causing cracks, most likely in arch dams. Buttress dams should be considered for foundations with pronounced cross-canyon rock units or a significant differential stiffness, because each buttress can be designated to move independently of adjacent buttresses. Moderate to extreme or wide inconsistencies in foundation stiffness can be bridged by excavating the softer material and backfilling with a concrete pad, dental concrete, or other types of foundation-replacement concrete. Soft or marginal rock foundations may require a continuous mattress or other spread footing to support the applied loads properly. Soft foundations have caused cracking as the result of differential settlement of the monoliths. Normally, foundation faults are not a structural problem during the day-to-day life cycle. Fault movement becomes a problem during an earthquake, especially if the dam is straddling the fault. Straddling faults or the close vicinity of faults should be avoided if possible in siting dams.

Existing concrete dams experiencing changing conditions may require post-tensioning or additional anchorage or restraint to avoid instability or additional progressive cracking (see Section 3.2). Flatjacks are useful in arch and buttress dams to provide compression in tension zones caused mainly by moment. Judiciously placed flatjacks provide uni-axial forces and moment reversal, thus tending to cancel all or part of the tension. Reinforcement is required in buttress dams, especially in the slabs of slab and buttress dams, barrels of multiple arch dams, and buttresses with massive heads. A nominal amount of reinforcing bars may be placed along the faces of arch and buttress dams to mitigate the surface cracking potential from thermal and shrinkage, prominent in cold climates. Reinforcing steel should be specified for spillway surfaces, piers, around outlets, gate structures, etc. to control cracking from frequent changing climates or loads. It is also desirable in thin buttress dams to offset tensions due to thermal stresses arising from restraints.

4.4. MAÎTRISE DE LA TEMPÉRATURE

Une fissuration peut se manifester au cours de la construction par suite de forts gradients de température, ou en cours d'exploitation par suite de valeurs extrêmes ou de durée de température non prévues. Aucune déformation ou contrainte de traction ne se manifesterait si les changements de volume, associés aux variations de température à l'intérieur d'une masse de béton, s'effectuent sans confinement. Lorsque les contractions, soit entre un ouvrage massif en béton et sa fondation, soit entre des éléments contigus d'un ouvrage, tels que dalles amont et contreforts, soit à l'intérieur d'éléments en béton, sont confinées, des déformations ou contraintes de traction se produiront. Lors du projet, il faudra porter une grande attention aux températures qui se développeront à l'intérieur du barrage (voir chapitre 1.3.). Au cours de la construction, diverses mesures de maîtrise de la température peuvent être prises afin d'éviter la fissuration d'origine thermique. Certaines de ces mesures sont indiquées ci-après.

4.4.1. Refroidissement des matériaux avant malaxage

4.4.1.1. Refroidissement des granulats au cours de l'hiver

Pour de nombreux barrages à travers le monde, les granulats sont produits et stockés avant l'hiver ; ils peuvent ainsi se refroidir au cours de l'hiver, la construction commençant peu de temps après la fin de cette saison. Cette méthode peut être adoptée dans les climats comportant des chutes de neige et des températures inférieures à 0° C en hiver. Ce procédé a été utilisé pour des barrages BCR, par exemple Upper Stillwater [4.2.], Grindstone Canyon, Elk Creek [4.3.], etc. Dans les climats tempérés, les avantages retirés d'un refroidissement des granulats au cours de l'hiver sont moindres.

4.4.1.2. Refroidissement des granulats par évaporation

En arrosant continuellement les tas de stockage de granulats grossiers avec de l'eau propre, il est possible de réduire la température de ces granulats. Dans la journée, l'eau d'arrosage s'évapore et refroidit la couche externe du tas de granulats, et au cours de la nuit l'eau pénètre dans le tas et refroidit les couches internes. Dans ce procédé, il importe de prévoir un drainage satisfaisant à la base du tas de granulats.

Au Japon, des granulats ont été refroidis sous vide pour obtenir un refroidissement par évaporation. Cette méthode s'applique aux granulats fins ainsi qu'aux granulats grossiers, et a été utilisée aux barrages de Sagurigawa et de Shimagawa [4.4., 4.5.].

4.4.1.3. Mise à l'ombre des granulats

Lorsque c'est possible, les tas de granulats fins seront recouverts afin de les protéger des rayons de soleil (et de la pluie, dans les régions à fortes précipitations)

4.4. THERMAL CONTROL

Cracking may occur during construction, caused by transient or steep gradient temperatures or during operation from unanticipated temperature extremes or duration. No tensile strain or stress would develop if the volume changes associated with temperature changes within a concrete mass could occur without restraint. When these potential contractions, either between a massive concrete structure and its foundation, or between contiguous structural elements, such as slab and buttress, or within concrete members, are restrained, tensile stress or strain will occur. During the design, careful consideration must be given to the temperatures that are likely to be generated within the dam (see Section 1.3). During construction, various thermal control measures can be taken to avoid thermal cracking. Some of these steps are as follows.

4.4.1. Pre-cooling materials

4.4.1.1. Cooling aggregate over winter season

For many dams world-wide, aggregates are produced and stockpiled prior to winter and allowed to cool down during the winter season with construction following shortly afterwards. This process can be used in climates that snow or generally experience sub-zero temperatures during winter. It has been used in RCC dams such as Upper Stillwater [4.2], Grindstone Canyon, Elk Creek [4.3], etc. In more moderate climates, the benefits obtained by cooling aggregate over the winter season will be less.

4.4.1.2. Evaporative cooling of aggregates

By continually spraying coarse aggregate stockpiles with clean water, it is possible to reduce the temperature of the aggregates to some 2 deg C above the wet-bulb temperature. During the day, the spray evaporates and cools the outer layer of the stockpile and during the night, the water seeps through the stockpile to cool the inner layers. It is important for stockpiles cooled in this way to have adequate drainage at the base.

In Japan aggregates have been cooled by using a vacuum to produce evaporative cooling. This method can be used for both fine and coarse aggregate and has been used at Sagurigawa and Shimagawa dams [4.4, 4.5].

4.4.1.3. Shading of aggregates

Where possible the fine aggregate stockpiles should be covered so that they are protected from the sun's rays (and rain in areas of high rainfall) and are

et seront maintenus à la plus basse température possible et à une teneur en eau faible.

4.4.1.4. Refroidissement des granulats avec de l'eau froide

Les granulats grossiers peuvent être refroidis en les arrosant d'eau froide sur un tapis transporteur avant leur entrée dans les trémies de stockage. Les granulats grossiers sont parfois refroidis par immersion dans de l'eau froide.

Les capacités du tapis transporteur et des appareils de refroidissement d'eau doivent être adaptées à la consommation en granulats grossiers devant être refroidis. L'eau froide utilisée sur le tapis transporteur sera remise en circulation et sera maintenue aussi propre que possible. Après aspersion sur le tapis transporteur, cette eau sera collectée et stockée dans une cuve de décantation. Cette cuve doit être suffisamment grande pour que les fines aient le temps de se décanter.

Pour réduire au minimum les fines sur le tapis transporteur, les granulats grossiers passeront tout d'abord sur une grille de lavage pour enlever la majorité des impuretés et fines. Cette grille utilise une fourniture d'eau séparée, qui est généralement de l'eau non refroidie prélevée sur place.

Si plusieurs catégories de granulats grossiers nécessitent un refroidissement, elles alimenteront simultanément le tapis transporteur à partir des tas de stockage (à des niveaux de consommation adéquats). Après le tapis transporteur, les granulats grossiers passeront tout d'abord sur une grille pour enlever l'excès d'eau, puis seront recriblés pour les reclasser en catégories immédiatement avant leur entrée dans les compartiments des trémies de la centrale en béton. Toutes les fines restantes sont enlevées par ce recriblage.

4.4.1.5. Refroidissement des granulats fins en utilisant de l'azote liquide

Au Japon, des granulats ont été refroidis en utilisant de l'azote liquide. Juste avant le malaxage du béton, l'azote liquide est introduit dans un appareil de refroidissement du sable situé entre la trémie de dosage pondéral des granulats et la bétonnière. Ce procédé a été utilisé lors de la construction du barrage de Nakasujigawa [4.6. 4.7.].

4.4.1.6. Refroidissement des granulats fins dans une centrifugeuse

Une centrifugeuse est parfois utilisée pour assécher les granulats fins. De plus, si les granulats sont arrosés d'eau froide, un refroidissement peut être obtenu. Un tel dispositif est représenté sur la Fig. 23 ; il présente l'avantage de produire des granulats fins ayant une teneur en eau relativement constante, ce qui permet un contrôle plus facile à la bétonnière. Ce dispositif a été utilisé au barrage Hinachi.

maintained at the lowest practicable temperature and at a consistent, low moisture content.

4.4.1.4. Cooling aggregates with chilled water

Coarse aggregate can be pre-cooled by chilled water sprayed onto it on a 'wet belt' prior to entry into the aggregate storage bins. Coarse aggregates may also be cooled by immersion in chilled water.

The capacities of both the 'wet belt' and the water chillers need to be matched to the consumption rate of the coarse aggregate being cooled. The chilled water used on the 'wet belt' should be re-circulated and needs to be kept as clean as possible. After being sprayed over the 'wet belt' conveyor, this water should be collected and held in a settling tank. The settling tank needs to be large enough to permit sufficient time for fines to settle out.

To keep fines to a minimum on the 'wet belt', the coarse aggregate should first pass over a rinse screen to remove the majority of dirt and fines. This rinse screen uses a separate water supply, which is normally non-chilled job-site water.

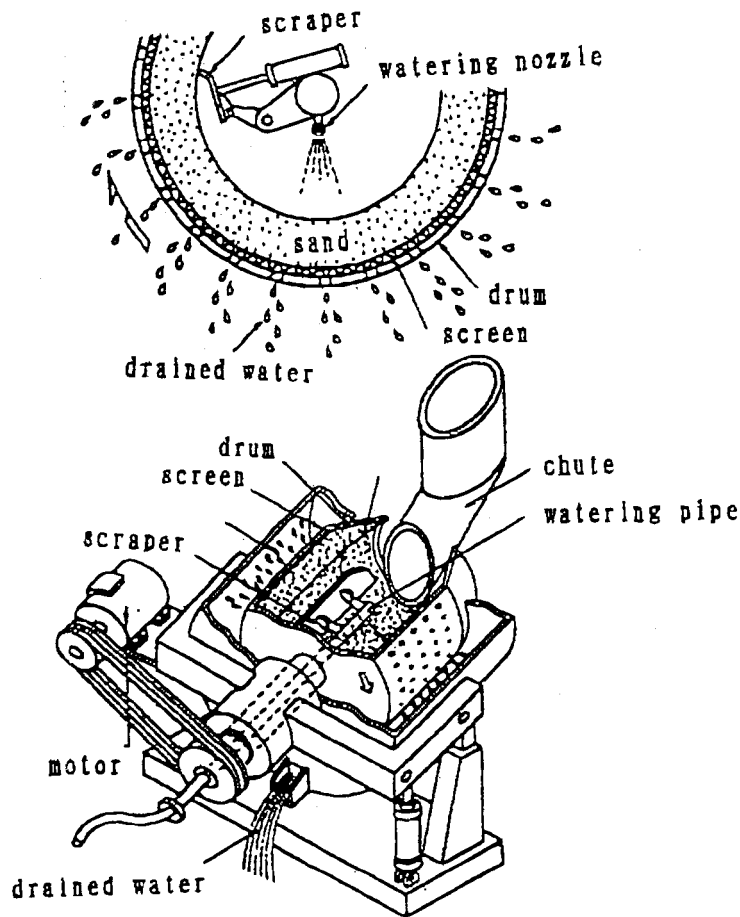
If more than one size of coarse aggregate requires cooling, they should be fed simultaneously from stockpiles (at relevant consumption rates) to the 'wet belt'. After the 'wet belt', the coarse aggregates should be first passed over a de-watering screen to remove excess moisture, and then over a 're-screen' which re-classifies the aggregates into sizes immediately before entering the aggregate bin compartments of the concrete plant. Any remaining fines are removed by this re-screening process.

4.4.1.5. Cooling fine aggregate with liquid nitrogen

In Japan fine aggregate has been cooled with liquid nitrogen. Just before the concrete is mixed the liquid nitrogen is introduced in a sand-cooler that is located between the aggregate weigh-bin and the mixer. This method was used during the construction of Nakasujigawa dam [4.6, 4.7].

4.4.1.6. Cooling fine aggregate in a centrifuge

A centrifuge can be used to de-water the fine aggregate. In addition if the aggregates are sprayed with chilled water, pre-cooling can also be affected. Such a system is shown in Figure 23 and has the advantage of producing a fine aggregate with a relatively constant moisture content thus making the control at the mixer easier. This system was used at Hinachi dam.



4.4.1.7. Refroidissement des granulats par insufflation d'air

Les granulats grossiers peuvent encore être refroidis pendant leur stockage dans les trémies de la centrale à béton, en insufflant de l'air froid (« refroidissement à l'air »). Pour que ce procédé soit efficace, les trémies doivent être maintenues pleines et avoir une capacité suffisante pour permettre 45 minutes environ de production de béton.

Lorsque le système de refroidissement à l'air est utilisé, il importe que les granulats grossiers aient été recriblés avant leur entrée dans les trémies de la centrale à béton, en vue d'assurer l'enlèvement des fines susceptibles d'obstruer les passages d'air à travers les granulats grossiers.

Sur certains aménagements, il est pratique d'utiliser le refroidissement à l'air, associé à des paillettes de glace, sans le système de tapis transporteur précité, afin d'obtenir la température requise de mise en place du béton.

Fig. 23

Cooling of fine aggregate using a centrifuge
Refroidissement des granulats fins au moyen d'une centrifugeuse

Scraper	<i>Racloir</i>
Watering nozzle	<i>Bec d'arrosage</i>
Sand	<i>Sable</i>
Drum	<i>Tambour</i>
Screen	<i>Grille</i>
Drained water	<i>Eau drainée</i>
Chute	<i>Tuyau d'alimentation</i>
Watering pipe	<i>Tuyau d'arrosage</i>
Motor	<i>Moteur</i>

4.4.1.7. Air cooling of aggregates

The coarse aggregates can be further cooled while in the concrete plant aggregate bins with cold air blast ('air cooling'). For this system to be effective, the bins need to be kept full and have sufficient capacity to permit approximately 45 minutes of concrete production.

When the air cooling system is used, it is important that the coarse aggregates have been re-screened prior to entry into the concrete plant aggregate bins, to ensure removal of any fines, as fines block the passage of air through the coarse aggregates.

On some projects it is practicable to use air cooling together with flake ice without a 'wet belt' to achieve the required concrete placing temperature.

4.4.1.8. Trémies pour granulats et silos pour matériaux de liant

Une diminution de la température des matériaux (ou, au moins, une plus faible augmentation de la température) peut être obtenue en appliquant une peinture blanche sur les trémies pour granulats et sur les silos de stockage des matériaux de liant, et en les maintenant propres, afin de réfléchir les rayons de soleil. Si possible, les granulats seront prélevés à partir de la base des tas et non à partir de la surface.

Les matériaux de liant seront stockés sur le chantier pendant un temps suffisant pour que la température au moment de l'utilisation ne dépasse pas 60° C ; le volume de stockage devra être suffisant à cet effet.

4.4.1.9. Refroidissement des matériaux de liant en utilisant de l'azote liquide

Si les matériaux de liant sont fournis sur le chantier à des températures élevées et que de l'azote liquide est utilisé par ailleurs (voir paragraphe 4.4.2.3.), un moyen efficace pour refroidir les matériaux est d'injecter de l'azote liquide au cours du remplissage des silos [4.8.]

4.4.2. Refroidissement des matériaux du béton au cours du malaxage

4.4.2.1. Utilisation de glace

Une proportion pouvant atteindre 80 % de l'eau ajoutée à la bétonnière peut être remplacée par des paillettes de glace. C'est probablement la méthode la plus efficace pour refroidir le béton. Cependant, lorsque la quantité d'eau ajoutée est faible, ce procédé peut s'avérer moins efficace.

En combinant de façon judicieuse les paillettes de glace avec l'arrosage sur tapis transporteur et le refroidissement à l'air, il a été possible de faire descendre la température du béton jusqu'à 4° C, comme prescrit sur certains chantiers de grands barrages situés dans des climats aux hivers froids.

4.4.2.2. Utilisation d'eau refroidie

Lorsque les granulats grossiers ont été refroidis en utilisant l'arrosage sur tapis transporteur et que la température maximale prescrite de mise en place du béton n'est pas trop basse, la température du béton peut être encore réduite en utilisant de l'eau refroidie, au lieu de paillettes de glace, dans la bétonnière.

4.4.2.3. Utilisation d'azote liquide

L'utilisation d'azote liquide dans la bétonnière est une méthode convenant si un volume réduit de béton nécessite un pré-refroidissement. Une étude a montré que le coût de cette méthode (en 1991) était d'environ 1.20 US \$ par m³ de béton et par degré C [4.9.].

4.4.1.8. Aggregate bins and silos for cementitious materials

Some reduction in temperature of materials (or at least less increase in temperature) can be achieved by painting the concrete aggregate bins and cementitious materials storage silos white and keeping them clean to reflect the sun's rays. If possible, aggregates should be taken from the bottom of piles and not from the surface.

The cementitious materials should be stored on site for sufficient time to permit the temperature when used to be 60 C or less. The volume of storage should be sufficient to permit this.

4.4.1.9. Cooling cementitious materials with liquid nitrogen

If the cementitious materials are delivered to site at a high temperature and liquid nitrogen is being used elsewhere (see sub-Section 4.4.2.3), an effective way of cooling the materials is to inject liquid nitrogen while loading the silos [4.8].

4.4.2. Cooling concrete materials during mixing

4.4.2.1. Use of ice

Up to 80% of added water at the mixer can be substituted by sub-cooled flake ice. This is probably the most effective method to pre-cool concrete. Nevertheless, where the amount of added water is small this method can be less effective.

By employing the correct combination of flake ice together with 'wet belt' and 'air cooling', it has been found possible to achieve a concrete temperature as low as 4 C, which has been required in some large dams in locations with cold winter climates.

4.4.2.2. Use of chilled water

Where the coarse aggregate has been cooled by use of a 'wet belt' and the specified maximum placing temperature is not too low, the temperature of the concrete can be further reduced by use of the chilled water, rather than ice, in the mixer.

4.4.2.3. Use of liquid nitrogen

Adding liquid nitrogen at the mixer is a practical method when only a limited amount of concrete requires pre-cooling. Research shows that cost for this method (in 1991) was approximately US\$1.20 per m³ of concrete per deg C [4.9].

4.4.3. Refroidissement après mise en place du béton

4.4.3.1. Refroidissement par évaporation

En utilisant une cure par pulvérisation sur la surface supérieure d'une levée de béton, un refroidissement par évaporation est possible dans certains cas. Cela est particulièrement applicable aux barrages BCR où il y a une grande surface de béton exposée au soleil. Pour que ce procédé soit efficace, l'opération cure/refroidissement par évaporation doit être continue.

4.4.3.2. Refroidissement par tuyaux noyés dans le béton

On peut également refroidir le béton après sa mise en place en faisant circuler de l'eau dans des tuyaux noyés dans le béton. L'eau est soit refroidie, soit prélevée directement dans la rivière. La température du béton sera soigneusement contrôlée afin de maintenir les différences de température entre l'eau et le béton dans les limites prescrites, et d'obtenir la température finale spécifiée, à laquelle l'injection de clavage des joints peut commencer sans fissuration dangereuse.

4.4.4. Isolation thermique

Le béton récemment coulé est, en général, protégé par une isolation thermique lorsque le bétonnage a lieu par temps très froid. L'objectif principal de l'isolation est d'empêcher la fissuration de surface résultant de chocs thermiques. Cette méthode a été utilisée à travers le monde, mais une certaine fissuration, certes moins étendue, peut néanmoins se produire.

Dans la construction de barrages en béton massifs, une pratique courante consiste à limiter les différences de hauteur entre des plots adjacents, en cours de bétonnage, à une valeur maximale spécifiée, afin d'obtenir une certaine isolation vis-à-vis des chocs thermiques aux joints de contraction, ou d'assurer un état thermique plus uniforme à travers les joints dans le béton de masse.

Les coffrages constituent une barrière isolante lors du bétonnage. Un décoffrage retardé peut soustraire le béton aux chocs thermiques dans les climats froids, évitant ainsi la fissuration. De même, l'utilisation de coffrages en bois, au lieu de coffrages métalliques, peut améliorer l'isolation.

Afin d'éviter ou de réduire les gradients thermiques susceptibles de causer des fissures individuelles ou un réseau de fissures, l'isolation thermique de l'ouvrage est parfois bénéfique. C'est le cas de barrages à contreforts ou de barrages-poids évidés où les espaces entre plots contigus ont été bien protégés au moyen de parois d'isolation thermique.

4.4.5. Spécifications de mise en place du béton

Sur les petits barrages où le refroidissement du béton peut ne pas être économique, des conditions spéciales de bétonnage sont parfois prescrites. Par

4.4.3. Post-cooling

4.4.3.1. Evaporative cooling

By use of 'fog' curing of the top surface of a concrete lift, evaporative cooling is possible under certain circumstances. This is particularly applicable to RCC dams where there is a large surface of concrete exposed to the sun. For this to be effective, the curing/evaporative cooling must be continuous.

4.4.3.2. Embedded pipe cooling

Post-cooling can also be obtained by circulating water through embedded pipes in the concrete. The water can be either chilled or used directly from the river. The temperature of the concrete should be carefully monitored so that the thermal gradients between the water and concrete are maintained within a specified limit in order to arrive at the final required temperature at which joint grouting can commence without detrimental cracking.

4.4.4. Insulation

It is usual to protect freshly-placed concrete surfaces by temperature insulation in environments where concrete is placed in very cold conditions. The main objective with insulation is to prevent surface cracking that results from thermal shock. This method has been used world-wide, but some cracking, at a lesser magnitude, can still take place.

In the construction of large mass concrete dams, it is also common practice to limit the height differentials between adjacent rising blocks to a specified maximum in order to provide some form of insulation that will prevent thermal shocks at contraction joints or to ensure a more uniform temperature condition across joints within the mass concrete.

Forms provide an insulating barrier for mass concrete placements. Delay in form stripping may avoid the thermal shock in cooler climates which would otherwise cause cracking. Similarly the use of timber forms as opposed to steel can create additional insulation.

To avoid or reduce thermal gradients that can result in individual cracks and pattern cracking, insulation of the structure sometimes can be beneficial. Typical is the case of buttress dams and hollow gravity dams where the spaces between contiguous blocks have been successfully protected with thermal walls.

4.4.5. Imposing specific placing conditions

On smaller dams, where it may not be economical to cool the concrete, particular placing conditions are sometimes specified. For example, concrete placing

exemple, le bétonnage peut être interdit à certaines époques de l'année. Dans ces conditions, il est parfois plus économique de limiter le bétonnage aux périodes fraîches de l'année, avec des limites spécifiques sur les conditions ambiantes à l'intérieur desquelles le bétonnage peut s'effectuer. De telles restrictions furent déterminées lors de la construction du barrage Upper Tamar [4.10.].

4.5. JOINTS

Des joints seront prévus à des emplacements et à des intervalles appropriés pour maîtriser la fissuration, s'adapter aux changements volumétriques et faciliter la construction. Les deux principaux types de joint utilisés dans les barrages en béton sont les joints de contraction et les joints de construction.

4.5.1. Joints de contraction

Les barrages en béton classique sont construits suivant des plots séparés par un joint de contraction qui permet de maîtriser la formation des fissures lors des changements volumétriques du béton dus au refroidissement et au retrait hydraulique. Dans certains barrages, en particulier les barrages-voûtes, l'injection de clavage des joints de contraction s'effectue lorsque la contraction thermique est terminée.

Lors de la mise au point du programme d'injection des joints de contraction, il est essentiel de tenir compte de tous les facteurs pouvant influencer sur les variations de volume et les contraintes dans l'ouvrage. Par exemple, l'injection des joints à leur maximum d'ouverture empêche toute fissure intermédiaire apparaissant sur le parement de béton de se propager à l'intérieur et, éventuellement, de traverser le barrage. Par contre, cette technique peut conduire à une augmentation des contraintes dans le béton résultant de la dilatation thermique au cours de l'été, à niveau bas du réservoir. Une étude correcte de tous les cas de charge permettra de s'assurer que le programme d'injection convient au barrage en question.

L'emplacement et l'espacement des joints de contraction dépendent généralement des caractéristiques physiques du barrage, des résultats des études thermiques, des méthodes de bétonnage, de la capacité de la centrale à béton et du type de béton utilisé. Un espacement de 12 à 18 m s'est avéré satisfaisant pour la plupart des barrages en béton classique. Du fait des conditions différentes de mise en place du béton, l'espacement des joints de contraction dans les barrages BCR est généralement un peu plus grand, cet espacement étant justifié par une analyse thermique.

Lorsque le barrage est très épais, des joints longitudinaux sont parfois nécessaires. Ils permettront de transférer les contraintes de compression et de cisaillement, et seront injectés après refroidissement.

Les joints de construction seront construits de telle sorte qu'aucune liaison n'existe entre les plots en béton séparés par un joint. Le ferrailage sera interrompu à travers un joint de construction.

could be prohibited at certain times of the year. Under these conditions, it is sometimes more economical to limit concrete placing to the cooler periods of the year, with specific limits on prevailing ambient conditions within which placing can proceed. Examples of typical restrictions that can be used were determined during the construction of Upper Tamar dam [4.10].

4.5. JOINTS

Joints should be provided at proper intervals and locations in concrete dams to control random cracking, to accommodate volumetric changes, and to facilitate construction. The two principal types of joints used in concrete dams are contraction and construction joints.

4.5.1. Contraction joints

Traditional concrete dams are constructed in monoliths separated by a contraction joint to control the formation of cracks as the concrete undergoes a volumetric change due to cooling and drying. In some dams, notably arch dams, contraction joints also provide a space for grouting when thermal contraction is complete.

During design of the contraction joint grouting programme it is essential to consider all factors that can affect the volumetric changes and stresses in the structure. For example, solid grouting at maximum joint opening prevents any intermediate crack that appears on the concrete face from propagating farther into and possibly through the dam. On the other hand, this practice could cause over-stressing of the concrete due to thermal expansion during summer, low reservoir periods. A proper analysis of all loading conditions will ensure that the grouting programme is appropriate for the dam in question.

The location and spacing of contraction joints are generally governed by the physical features of the dam, the results of temperature studies, placing methods, the probable concrete mixing plant capacity, and the type of concrete being used. A spacing of 12 to 18 m has proven satisfactory for most traditional concrete dams. Because of the different placing conditions, the contraction joint spacing in RCC dams is usually somewhat greater, and usually as great as found justified by thermal analysis.

Where the dam is very thick, longitudinal joints may be necessary. These should be able to transfer compressive and shear stresses, and must be grouted after cooling.

Contraction joints should be constructed so that no bond exists between the concrete blocks separated by the joint. Reinforcement should not extend across a contraction joint.

4.5.2. Joints de construction

Des joints de construction horizontaux ou presque horizontaux, sont prévus dans les barrages en béton pour diviser l'ouvrage en éléments facilitant l'exécution des travaux, ou pour permettre l'installation de dispositifs noyés dans l'ouvrage.

L'espacement des joints de construction dans les barrages en béton dépend du type et des dimensions du barrage. D'autres facteurs interviennent : capacité de la centrale à béton, conditions climatiques régnant au cours de la construction, programme de construction spécifié, et autres prescriptions de contrôle de la température. L'espacement vertical des joints de construction est généralement de 1,5 à 2,5 m pour les barrages-poids, 3 m ou plus pour les barrages-voûtes minces, et 0,25 à 0,4 m pour les barrages BCR (les barrages japonais RCD - Rolled Concrete Dam - ont des couches plus épaisses, entre 0,75 et 1 m). Le béton d'une couche crée un confinement vis-à-vis des déformations du béton récemment mis en place dans la couche située au-dessus. Aussi, les différences de température à travers les joints de reprise seront-elles réduites dans toute la mesure du possible, tout en maintenant les gradients de température dans la masse de béton à l'intérieur de limites acceptables.

Il est essentiel de bien préparer la surface des joints de construction avant la mise en place de la couche de béton frais sus-jacente. Plusieurs méthodes de préparation de la surface des joints de construction existent : sablage par voie humide, jet d'eau sous forte pression, combinaison de jets d'eau et d'air, balayage par brosse métallique. Parfois, une couche de liaison en mortier sable/ciment est épanchée sur le joint avant la mise en place du béton frais. Si ce procédé améliore parfois la liaison à travers le joint, il faut reconnaître que généralement il y a peu ou pas d'amélioration [4.11.] En outre, ce procédé doit faire l'objet d'un contrôle minutieux car, s'il est mal appliqué, il peut avoir un effet négatif sur la résistance du joint. Un moyen plus efficace d'assurer une résistance de liaison, en plus d'un nettoyage convenable du joint, est de constituer un mélange riche en ciment et en sable dans la couche inférieure de béton frais.

4.6. MÉTHODES DE CONSTRUCTION

4.6.1. Préparation et malaxage

Le béton sera préparé et malaxé avec beaucoup de soin afin d'éviter toute contamination, ségrégation et interruption. Il est conseillé d'effectuer un criblage et un lavage des granulats lors de l'alimentation des trémies de la centrale à béton en granulats grossiers de diverses catégories (voir chapitre 4.4.1.). On s'efforcera de malaxer uniformément le béton afin que les variations de slump et de maniabilité soient minimales.

4.6.2. Maniabilité

La maniabilité du béton doit assurer une mise en place et un compactage satisfaisants. Des demandes de maniabilité élevée pour faciliter le compactage et réduire la durée de construction doivent être impérativement rejetées.

4.5.2. Construction joints

Horizontal or nearly horizontal construction joints are placed in concrete dams to divide the structure into convenient working units, or to permit installation of embedded items.

The spacing of construction joints in concrete dams is controlled by the type and size of the dam. Other considerations are concrete plant capacity, prevailing climate during construction, construction schedule required, and other temperature control requirements. The vertical spacing of construction joints is generally 1.5 to 2.5 m for gravity dams, 3 m or more in thin-arch dams and 0.25 to 0.4 m for RCC dams (although Japanese RCD (Rolled Concrete Dam) dams have thicker layers of between 0.75 and 1.0 m). The concrete in the previous lift creates a restraint on deformations of newly-placed concrete in the lift above. Thus, differential temperatures across lift joints should be minimised as far as practicable, while keeping the temperature gradients in the mass within acceptable limits.

Proper preparation of construction joints before placing fresh concrete upon the construction joint surface is essential. There are several methods for preparing construction joints, including wet sandblasting, high-pressure water jet, and a combination of air/water jets and steel wire brooms. Sometimes a bedding layer of sand/cement mortar is placed on the joint before the fresh concrete is placed. While this can sometimes be effective in improving joint bond generally there is little or no improvement [4.11]. In addition, its use must be subject to close control because, improperly applied, it can actually have a negative effect on joint strength. A more effective way to ensure bond strength, aside from adequate cleanup, is to place an over-rich, over-sanded mixture in the base layer of new concrete.

4.6. CONSTRUCTION PRACTICES

4.6.1. Handling and batching

Concrete should be handled and batched with all practicable care to avoid contamination, segregation, and breakage. This is best done by finish screening and rinsing aggregates as a combination of coarse aggregate sizes goes to the batch plant bins (see sub-Section 4.4.1). Every effort should be made to batch and mix the concrete uniformly so there will be minimum variations in slump and workability.

4.6.2. Workability

Workability should never be allowed to increase beyond that specified and the minimum necessary to place and compact the concrete properly. Demands for higher workabilities to make compaction easier and to save construction time must be rigorously rejected.

4.6.3. Cure

Une cure convenable du béton est essentielle : il s'agit d'un aspect très important dans la construction des ouvrages en béton. A moins que le béton n'ait subi une cure pendant un temps approprié, à une température et à une humidité adéquates, les propriétés nécessaires à l'obtention de sa durabilité ne seront pas atteintes. Des symptômes de béton ayant subi une cure insuffisante comprennent divers types de fissuration et de désagrégation de surface. Il peut s'avérer nécessaire de maintenir toutes les surfaces de béton (horizontales, verticales et inclinées) humides pendant quelques mois pour empêcher la fissuration, la cure au cours du premier âge du béton étant de la plus grande importance.

4.6.4. Fissuration due au retrait plastique

Si les conditions ambiantes lors du bétonnage sont telles que l'évaporation se produit plus rapidement que le ressuage de l'eau à la surface, de fortes contraintes de traction peuvent se manifester. Ces contraintes sont susceptibles de causer, sur la surface du béton, des fissures de retrait plastique. De telles fissures apparaissent quelques heures après la mise en place du béton (voir chapitre 1). Ces fissures sont individuelles plutôt que sous forme d'un réseau. Leur ouverture peut atteindre 2 à 3 mm en surface, mais diminue rapidement avec la profondeur. Néanmoins, elles peuvent parfois traverser toute l'épaisseur.

Il y a lieu de déterminer si les conditions atmosphériques le jour du bétonnage prédisposent à une fissuration par retrait plastique, afin de l'éviter. A cet effet, on peut se servir de la Fig. 24 [4.12.]. Si le taux d'évaporation prévu est élevé (approchant 1 kg/m²/h), des mesures appropriées seront prises après le bétonnage : construction de brise-vent, mise à l'ombre de la surface de béton, refroidissement du béton, et humidification. De plus, il sera utile de réduire la perte de teneur en eau à la surface du béton entre le bétonnage et la finition. En définitive, la cure sera mise en oeuvre dès que possible. Si une fissuration due au retrait plastique survient et est détectée suffisamment tôt, une revibration et une refinition de la zone fissurée peuvent résoudre le problème immédiat de fissures, la cure au cours du premier âge du béton étant très importante.

4.6.5. Fissuration due à des tassements plastiques

Les fissures peuvent être évitées en mettant en place le béton en couches minces, à une faible cadence de bétonnage et en utilisant la revibration, ce qui sera fait le plus tard possible, en pénétrant dans les couches inférieures. Il importe également de réduire le ressuage ; cela sera obtenu en utilisant un dosage en eau plus faible, un entraîneur d'air, un ciment fin, ou une grande quantité de fines. Les retardateurs augmentent généralement le ressuage.

4.6.6. Vibration du béton récemment mis en place

La plupart des chantiers de construction sont exposés à des vibrations de sources diverses (tirs, battage de pieux, ...), et provenant de l'utilisation du matériel

4.6.3. Curing

Proper curing is very important; indeed curing is probably the most abused aspect of concrete construction. Unless concrete is cured for an adequate time, at a proper humidity and temperature, it will not develop the properties necessary to provide durability. Symptoms of inadequately cured concrete can include various types of cracking and surface disintegration. It may be necessary to keep all concrete surfaces (horizontal, vertical and inclined) wet for some months to prevent cracking, although curing during the early life of the concrete is of the greatest importance.

4.6.4. Plastic shrinkage cracking

If the environmental conditions when placing are such that evaporation is occurring faster than water is bleeding to the surface, high tensile stresses can develop. These stresses can lead to the development of plastic shrinkage cracks on the concrete surface. Cracking due to plastic shrinkage will be seen within a few hours of concrete placement (see Section 1). Typically, the cracks are isolated rather than patterned. The cracks can be up to 2 to 3 mm wide at the surface but normally narrow rapidly with depth. Nevertheless, they can sometimes pass through the whole section.

Determination of whether the weather conditions on the day of placement are conducive to plastic shrinkage cracking is necessary to prevent such cracking. This may be accomplished using Figure 24 [4.12]. If the predicted evaporation rate is high (approaching 1 kg/m²/hr), appropriate actions such as erecting windbreaks, erecting shade over the placement, cooling the concrete, and misting should be taken after placement. Additionally, it will be beneficial to minimise the loss of moisture from the concrete surface between placing and finishing. Finally, curing should be started as soon as is practicable. If cracking due to plastic shrinkage does occur and it is detected early enough, re-vibration and re-finishing of the cracked area can resolve the immediate problem of cracks, although curing during the early life of the concrete is most important..

4.6.5. Plastic settlement cracking

Cracks can be avoided by placing concrete in thin layers and with a slow rate of placement and by re-vibration. This should be done as late as possible and penetrate into lower layers. It is also important to reduce bleeding. This can be done by using less water in the mix, air entrainment, and fine cement or a larger amount of fine particles. Retarders usually increase bleeding.

4.6.6. Vibration of freshly-placed concrete

Most construction sites are subjected to vibration from various sources, such as blasting, pile driving, and from the operation of construction equipment. Freshly

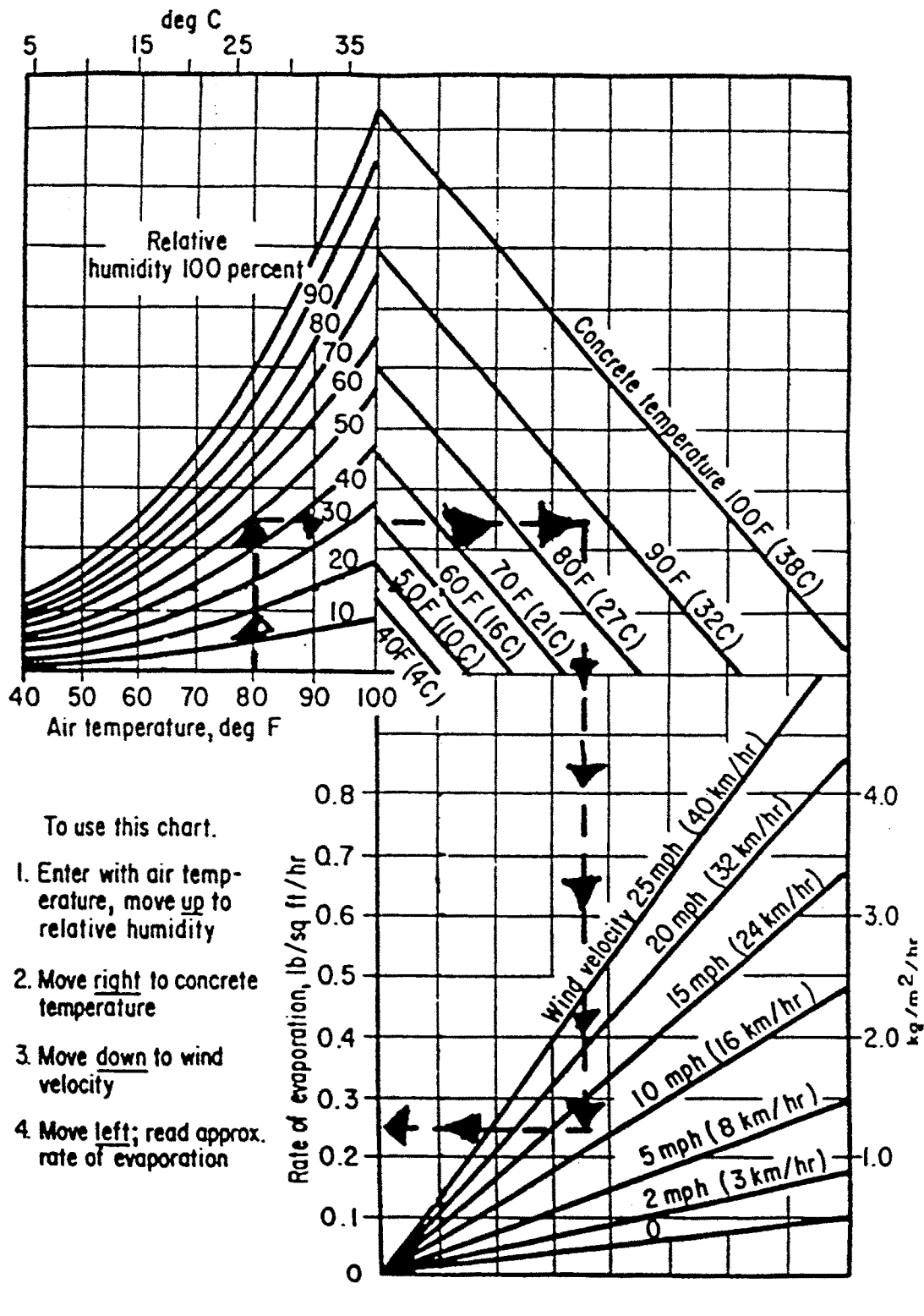


Fig. 24

Effect of concrete and air temperatures, relative humidity and wind velocity
on the rate of evaporation of surface moisture from concrete

*Effet des températures du béton et de l'air, de l'humidité relative
et de la vitesse du vent sur le taux d'évaporation d'eau de surface d'un béton*

Relative humidity (percent)

Concrete temperature (degrees F and C)

Air temperature (degrees F and C)

Rate of evaporation (lb/sqft/hr and kg/m²/hr)

Wind velocity (mph and km/hr)

To use this chart :

1. Enter with air temperature, move up to relative humidity
2. Move right to concrete temperature
3. Move down to wind velocity
4. Move left ; read approx. rate of evaporation

Humidité relative (%)

Température du béton (degrés F et C)

Température de l'air (degrés F et C)

Taux d'évaporation (lb/sqft/hr et kg/m²/h)

Vitesse du vent (mph et km/h)

Pour utiliser ce graphique :

1. *Faire entrer la température de l'air et remonter jusqu'à l'humidité relative*
2. *Se déplacer à droite jusqu'à la température du béton*
3. *Descendre jusqu'à la vitesse du vent*
4. *Se déplacer à gauche ; lire le taux approché d'évaporation*

de chantier. Le béton récemment mis en place risque de connaître un affaiblissement de ses propriétés s'il est soumis à des forces qui disloquent la matrice du béton au cours de la prise. Les limites de vibration pour le béton, exprimées en termes de vitesse particulière de pointe, sont données dans le Tableau 6 [4.13.].

Tableau 6 - Limites de vibration pour un béton récemment mis en place

Âge du béton au moment de la vibration (heures)	Vitesse particulière de pointe des vibrations (m/s)
jusqu'à 3	0,10
3 à 11	0,04
11 à 24	0,05
24 à 48	0,10
supérieure à 48	0,18

4.6.7. Maîtrise des fissures au cours de la construction

Malgré un contrôle soigné des températures et autres contrôles, des fissures se sont produites lors du bétonnage. Elles se manifestent fréquemment comme suit : une fissure dans une levée inférieure progresse à travers l'ouvrage à mesure que les levées suivantes se refroidissent et se contractent. La raison est que, théoriquement, la contrainte à l'extrémité d'une fissure fine peut approcher l'infini.

Une technique utilisée maintes fois et avec succès pour arrêter la propagation d'une telle fissure consiste à traiter l'extrémité de la fissure apparaissant sur la surface d'une levée, avant de continuer de bétonner au-dessus. Cela peut être réalisé en plaçant, au-dessus de la fissure, un tuyau semi-circulaire ou tout autre dispositif préfabriqué destiné à supprimer la liaison, avec recouvrement par des aciers de répartition. L'objectif est d'étaler la déformation résultant du mouvement de la fissure, sur une large zone, et de maîtriser cette déformation au moyen d'armatures. Même pour de grandes coulées de béton, des tuyaux semi-circulaires d'environ 150 à 200 mm de diamètre et des aciers de répartition de 25 mm environ de diamètre, à des intervalles de 250 mm, se sont avérés efficaces.

Dans certaines zones où un risque de fissuration est prévu, comme le long du toit d'une galerie, on peut installer un dispositif permettant d'induire une fissure moins importante, cette fissure étant une ligne bien définie et invisible pouvant être facilement étanchée ou drainée si elle présente des fuites. La maîtrise des fissures en utilisant uniquement des aciers de répartition s'est avérée satisfaisante dans certains cas.

placed concrete is vulnerable to weakening of its properties if subjected to forces which disrupt the concrete matrix during setting. The vibration limits for concrete, expressed in terms of peak particle velocity, are given in Table 6 [4.13]

Table 6 : Vibration limits for freshly placed concrete

Age of concrete at time of vibration (hr)	Peak particle velocity of ground vibrations (m/s)
up to 3	0.10
3 to 11	0.04
11 to 24	0.05
24 to 48	0.10
over 48	0.18

4.6.7. Crack control during construction

In spite of careful temperature and other controls, there have been occasions when cracks have developed in mass concrete placements. These have frequently occurred in such a way that a crack in a lower lift progressively works up through the structure as subsequent lifts cool and contract. The reason for this is that, theoretically, the stress at the end of a fine crack can be shown to approach infinity.

A technique which has been widely and successfully used to stop such crack propagation is to cap the crack at a convenient lift before continuing with concrete above. This can be done by placing a half-round pipe or other pre-cast de-bonding agent over the crack and covering it with distribution steel. The effect is to spread the strain from the crack movement over a wider area and to control that strain by means of the reinforcement. Even for large pours, half-round pipes of about 150 to 200 mm diameter and distribution steel in the order of 25 mm diameter bars at 250 mm centres have proved to be effective.

In some locations where cracking may be anticipated, such as along the crown of galleries, a rebated crack inducer can be fixed to ensure the crack is an obscured and neat line that readily can be sealed or drained if it leaks. Crack control using only the distribution steel has also been successful in some cases.

4.7. REFERENCES

- 4.1. CONCRETE SOCIETY. Alkali-silica reaction : minimising the risk of damage to concrete, Technical Report N° 30, Slough, 1995
- 4.2. RICHARDSON, A. T., Upper Stillwater dam, roller-compacted concrete design and construction concepts, Q.57-R.8, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985
- 4.3. HOPMAN, D. R. and CHAMBERS, D. R., Construction of Elk Creek dam, in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
- 4.4. TATSUO, K., NOASHI, Y. and SHIGAO, K., The vacuum pre-cooling of aggregate for dam concrete, Engineering for dams, N° 36, December 1989
- 4.5. TATSUO, K., The vacuum pre-cooling of aggregate at Sagurigawa Dam, Large Dams, N° 131, March 1990
- 4.6. SHIGOYASHI, N. and SADAMU, O., Trends of pre-cooling in concrete, Concrete Journal, N° 315, December 1991
- 4.7. KONJI O., The temperature control of Nakasujigawa Dam, Engineering for dams, N° 60, September 1991

- 4.8. FORBES, B. A., GILLON, B. R. and DUNSTAN, T. G., Cooling of RCC and construction techniques adopted for Victoria Dam, Australia, Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China
- 4.9. WONG, N. C., FELDSHER, T. B., WRIGHT, R. S. and JOHNSON, D. H., Final design and construction of Gibraltar dam strengthening, in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
- 4.10. DUNSTAN, M. R. H., Author's introduction to "Results of a thermocouple study in mass concrete in the Upper Tamar Dam" by DUNSTAN, M.R.H. and MITCHEL, P. B., Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 60, November 1976, pp. 669-697
- 4.11. HOUGHTON, D. L. and HALL, D. J., Elimination of grout on horizontal construction joints at Dworshak dam, Journal of the American Concrete Institute, ACI, Detroit, March 1972
- 4.12. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Hot weather concreting, ACI Committee 305, Manual of Concrete Practice, Detroit, 1993
- 4.13. HULSHIZER, A. J. and DESAI A. J., Shock vibration effects on freshly-placed concrete, American Society of Civil Engineers, Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 110, N° 2, June 1984, pp. 266-285

5. EXEMPLES

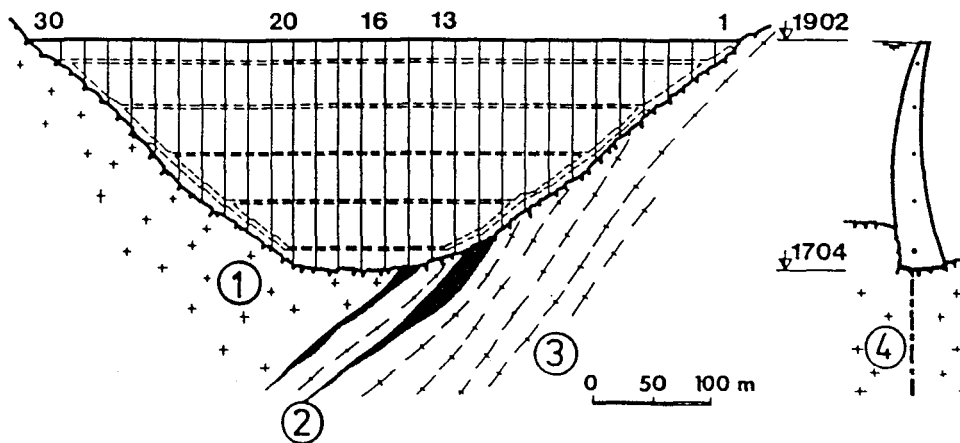
5.1. RÉPARATIONS DE FISSURES RÉSULTANT DE CONTRAINTES D'ORIGINE STRUCTURALE - BARRAGE DE KÖLNBREIN, AUTRICHE (1)

5.1.1. Description du barrage

Le barrage de Kölnbrein, le plus grand barrage d'Autriche, a été construit entre 1974 et 1977. C'est un barrage-voûte à double courbure, de 200 m de hauteur, de 626 m de longueur en crête, ayant une épaisseur de 7,6 m en crête et de 36,5 m au niveau de la plus basse fondation. Le volume de béton est de $1,6 \times 10^6 \text{ m}^3$. Le barrage fait partie du complexe hydroélectrique de Malta et crée son principal réservoir de stockage d'une capacité de $200 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Le barrage est situé dans une vallée en forme de U, avec un fond large et plat. L'appui rive droite est constitué de gneiss massif, l'appui rive gauche de gneiss stratifié avec quelques intercalations de gneiss schisteux riche en mica (Fig. 25).

Comparativement à des barrages identiques, le volume total de béton est très bas et, en particulier, l'épaisseur à la base est faible.



5.1.2. Premiers problèmes et réparations

Au cours de la construction, des fissures se formèrent dans la zone aval du rocher de fondation et du barrage. Ces fissures étaient à peu près horizontales et suivaient souvent les joints de reprise.

(1) Par P. Oberhuber, Österreichische Draukraftwerke AG, Autriche.

5. CASE HISTORIES

5.1. REMEDIAL WORKS TO CRACKS CAUSED BY STRUCTURAL STRESS - KÖLNBREIN DAM, AUSTRIA (1)

5.1.1. Description of dam

Kölnbrein Dam, Austria's largest dam, was constructed between 1974 and 1977. It is a 200 m high double-curvature arch structure, with a crest length of 626 m, and thicknesses of 7.6 m at crest level and 36.5 m at the lowest foundation level. The volume of concrete is $1.6 \times 10^6 \text{ m}^3$. The dam is part of the Malta hydropower complex and forms its main storage reservoir, with an available storage capacity of $200 \times 10^6 \text{ m}^3$.

It is located in a U-shaped valley with a wide and flat floor. The right abutment consists of massive gneiss, and the left abutment is formed of bedded gneiss with some intercalations of schistose gneiss rich in mica (see Fig. 25).

Compared with similar dams, the total volume of concrete is very low and, in particular, the thickness at the base is small.

Fig. 25

Elevation and cross-section of Kölnbrein Dam
Élévation et coupe transversale du barrage de Kölnbrein

1. Massive gneiss
2. Schistose gneiss
3. Bedded gneiss
4. Grout curtain

1. *Gneiss massif*
2. *Gneiss schisteux*
3. *Gneiss stratifié*
4. *Rideau d'injection*

5.1.2. Early problems and remedial works

During construction, cracks formed in the downstream section, in both the rock foundation and the dam. These cracks were almost horizontal and often followed lift joints.

(1) By P. Oberhuber, Österreichische Draukraftwerke AG, Austria.

Après l'achèvement du barrage, des problèmes survinrent au cours du premier remplissage de la retenue, qui fut arrêté 12 m au-dessous du niveau normal de retenue. En particulier, des fissures furent décelées dans le barrage, près de sa base, et dans le rocher de fondation, causant de fortes percolations et sous-pressions [5.1.1.].

Les réparations comprirent : des injections à base de résine, une congélation artificielle de la zone fissurée, et la construction d'un radier amont en béton [5.1.2.].

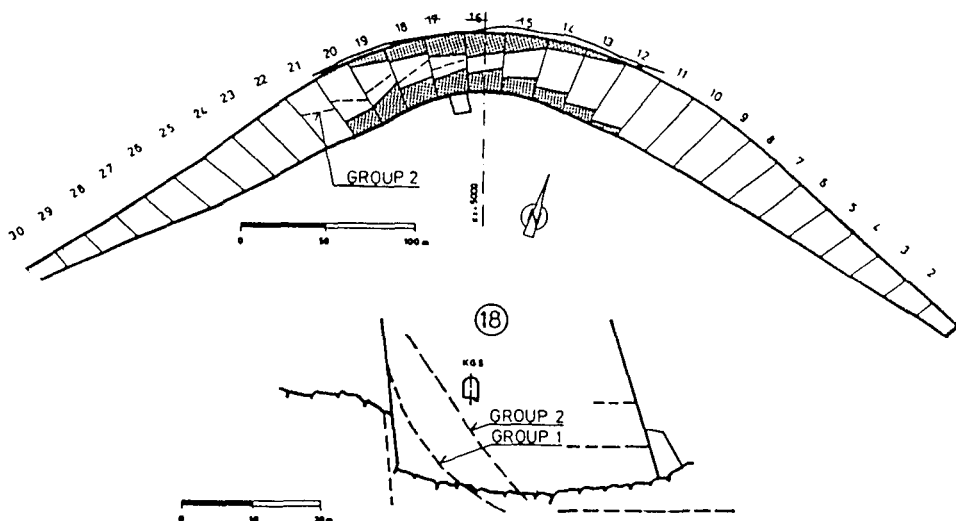
5.1.3. Problèmes ultérieurs

La construction du radier permit de réduire presque totalement les sous-pressions, mais d'autres fissures apparurent au-dessus du radier après que le niveau normal de retenue ait été atteint; les percolations étaient très importantes. Le niveau maximal du plan d'eau fut donc limité à 22 m au-dessous du niveau normal de retenue.

L'étendue, la forme et l'ouverture des fissures furent déterminées au moyen de prélèvement de carottes, d'observations par caméra de télévision et d'analyse des lectures des appareils d'auscultation.

Dans la zone amont, des fissures se formèrent au cours de l'exploitation de la retenue. Ces fissures remontent en pente raide vers le parement amont. La Fig. 26 indique deux groupes de fissures. Les fissures du groupe 1 se développèrent avant la construction du radier amont; elles prirent naissance à, ou à proximité de, la base du barrage et se propagèrent vers le parement amont. Les fissures du groupe 2 se formèrent après la construction du radier.

L'ouverture des fissures amont commence lorsque le niveau de retenue atteint la cote 1 820 m environ, l'ouverture atteignant 5 mm. alors que les fissures aval ont une ouverture maximale – 2 mm environ – à retenue vide.



After completion of the dam, problems arose during the first filling of the reservoir, which was stopped 12 m below top water level. In particular, cracks formed in the dam near its base and in the rock foundation, which led to high seepage and uplift [5.1.1].

Remedial works included resin grouting, artificial freezing of the cracked zone, and the construction of an upstream concrete apron [5.1.2].

5.1.3. Further problems

The construction of the apron reduced uplift pressures nearly to zero, but more cracks appeared above the apron after top water level had been reached, and seepage was very high. Accordingly, the maximum water level was restricted to 22 m below top water level.

The extension, shape and width of the cracks were investigated by core drilling, TV-camera inspection and analysis of instrument readings.

In the upstream section, cracks formed during reservoir operation. These cracks rise steeply to the upstream surface. Fig. 26 shows two groups of cracks. Group 1 cracks developed before construction of the upstream apron; they started at or near the base of the dam and propagated towards the upstream surface. The Group 2 cracks developed after construction of the apron.

Opening of the upstream cracks starts at a water level of approximately 1 820 m and their width is about 5 mm, while the downstream cracks reach their maximum opening, about 2 mm, with the reservoir empty.

Fig. 26

Plan and cross-section of Kölnbrein Dam showing extent of cracks
*Vue en plan et coupe transversale du barrage de Kölnbrein,
indiquant l'emplacement des fissures*

Les causes des problèmes firent l'objet de reconnaissances et d'études approfondies. Il est manifeste que, pour une vallée en forme de U, le volume total de béton est très bas et l'épaisseur du barrage est faible, principalement à la base. En outre, la coupe longitudinale du barrage montre un fond de vallée très large et plat. Ces deux facteurs semblent être à l'origine des problèmes.

La grande portée des arcs dans la partie basse du barrage conduit à des forces de cisaillement très élevées dans les consoles près de la base. Compte tenu de la faible épaisseur, ces forces de cisaillement provoquent de fortes contraintes de traction dans des plans inclinés à l'intérieur du barrage [5.1.3.].

Les fissures aval qui se sont formées vers la fin de la période de construction résultent des contraintes de traction verticales dues au poids mort. Les fissures peuvent avoir été agrandies lors de l'injection des joints verticaux de contraction.

5.1.4. Réparations

Afin de ne pas limiter l'exploitation de la retenue, des réparations complémentaires furent entreprises en 1989; elles comportèrent essentiellement la construction d'un ouvrage d'appui massif en béton à l'aval et la réalisation d'un programme important d'injection.

En vue de stabiliser les fissures et supprimer les restrictions d'exploitation de la retenue, il était nécessaire de réduire les contraintes de traction inclinées à la base des plots les plus hauts. Cela pouvait être obtenu en augmentant les forces verticales, en augmentant l'épaisseur de la section, ou en soulageant le barrage d'une partie de la charge.

L'augmentation de l'épaisseur du barrage semblait être la solution la plus évidente, mais des analyses montrèrent que le renforcement de la partie inférieure du barrage augmenterait considérablement les forces de cisaillement et les moments de flexion. La réalisation d'un joint satisfaisant entre l'ancien et le nouveau béton fut également jugée difficile. De plus, il aurait été nécessaire d'excaver le radier au pied du barrage.

Des études approfondies ont conduit à plusieurs projets [5.1.3.]. La solution choisie a consisté à réaliser un ouvrage d'appui dans la partie basse du barrage. Cela permettait de réduire les forces de cisaillement et les moments de flexion à la base de l'ouvrage, ainsi que les déformations associées. Les principaux éléments de cette solution sont (Fig. 27) [5.1.4.] :

1. Un bloc d'appui massif au pied aval du barrage.
2. Un dispositif spécial de transfert des charges.
3. Un programme étendu d'injection.

L'ouvrage d'appui est conçu pour supporter 20 % environ de la charge totale horizontale de 55 GN correspondant à la retenue pleine. Il s'agit d'un barrage poids-voûte, d'une hauteur maximale de 70 m et d'un volume de béton de 460 000 m³. Son épaisseur à la base est de 65 m environ, ce qui a nécessité un joint longitudinal en plus des joints radiaux de construction. Le nouvel ouvrage est situé à une distance de 3,5 m du barrage initial et les éléments d'appui pour le transfert des charges sont disposés suivant neuf rangées (Fig. 28).

The causes of the problems were the subject of extensive investigations. It is obvious that, for a U-shaped valley, the total volume of concrete is very low, and the thickness of the dam is small, particularly at the base. In addition, the longitudinal section shows an extremely wide and flat valley floor. These two factors seem to be the root of the problems.

The wide span of the arches in the lower section of the dam leads to very high shear forces in the cantilever near the base. Combined with the moderate thickness, these shear forces lead to high tensile stresses in inclined planes within the dam [5.1.3].

The downstream cracks that developed towards the end of the construction period are a result of the vertical tensile stresses from dead weight. These cracks might have been widened during grouting of the vertical contraction joints.

5.1.4. Remedial works

To ensure unlimited operation of the reservoir, further remedial works were started in 1989, consisting of a massive concrete thrust block downstream and an extensive grouting programme.

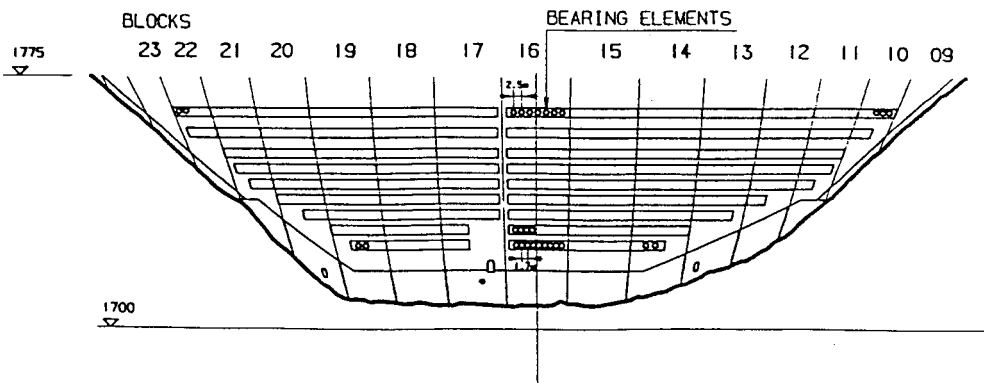
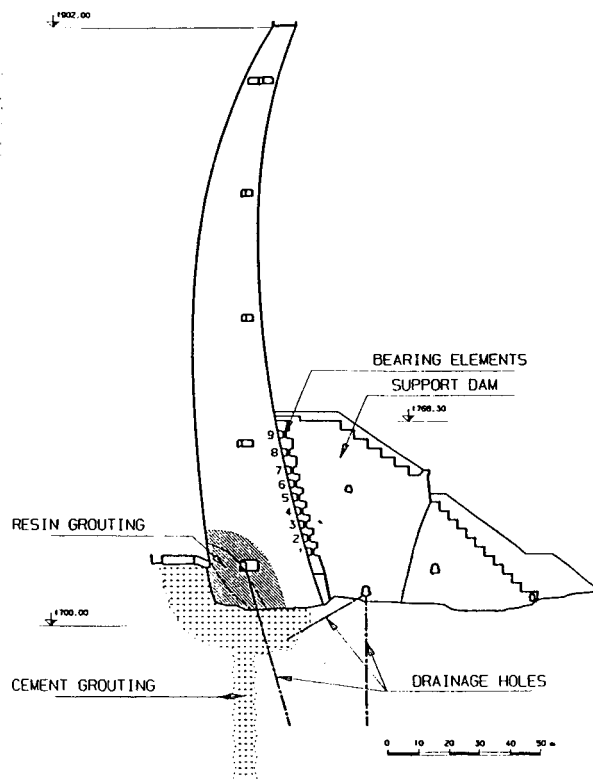
To stabilise the cracks and to ensure unlimited operation of the reservoir, it was necessary to reduce the inclined tensile stresses in the base of the highest blocks. This could have been achieved by increasing the vertical forces, by increasing the thickness of the section, or by relieving the dam of part of the loading.

Increasing the thickness of the dam seemed to be the more straightforward solution, but analyses showed that strengthening the lower section of the dam would increase the shear forces and bending moments considerably. It was also considered difficult to achieve an adequate joint between the original and new concrete. Also, rock excavation immediately adjacent to the toe of the dam would have been necessary.

Detailed investigations resulted in several general projects [5.1.3]. The selected solution was to prop up the lower section of the dam. This reduced the shear forces and bending moments at the base of the dam and the associated deformations. The main elements of the project were (see Fig. 27) [5.1.4] :

1. A massive thrust block downstream of the dam.
2. A special load transfer system.
3. An extensive grouting programme.

The support structure is designed to carry about 20 % of the total horizontal loading of 55 GN at full reservoir level. It is an arch-gravity dam with a volume of 460 000 m³ and a maximum height of 70 m. The thickness at the base is about 65 m and, therefore, the structure has a longitudinal joint in addition to the radial construction joints. The new block is set at a distance of 3.5 m from the original dam and the bearing elements for the load transfer are arranged in nine rows (see Fig. 28).



Le bétonnage commencé en septembre 1989 s'est achevé fin juin 1991.

En vue d'obtenir la valeur et la répartition prescrites des forces d'appui pour le niveau normal de retenue, il est nécessaire de « connecter » les deux ouvrages en liaison avec le remplissage du réservoir. Cela est obtenu au moyen de 613 éléments individuels reposant sur des consoles en béton.

Fig. 27

Central cross-section of Kölnbrein support dam

Coupe transversale centrale de l'ouvrage d'appui du barrage de Kölnbrein

Bearing elements	<i>Éléments d'appui</i>
Support dam	<i>Barrage d'appui</i>
Resin grouting	<i>Injection à base de résine</i>
Cement grouting	<i>Injection à base de ciment</i>
Drainage holes	<i>Trous de drainage</i>

Fig. 28

Longitudinal section of Kölnbrein support dam

Coupe longitudinale de l'ouvrage d'appui du barrage de Kölnbrein

Blocks	<i>Plots</i>
Bearing elements	<i>Éléments d'appui</i>

Concrete placing started in September 1989 and was completed by the end of June 1991.

To achieve the prescribed magnitude and distribution of the supporting forces for top water level, it was necessary to 'connect' the two structures in sequence with reservoir filling. This was achieved by 613 individual elements resting on concrete consoles.

Ces éléments ont une surface de 1,1 m² et sont constitués de patins de néoprène renforcé d'acier, fixés par des plaques en acier inoxydable, et d'un système de coins. Chaque élément était introduit de force et précontraint à 10 % de la charge finale à un niveau d'eau spécifique.

Chaque élément est soumis à une charge de 16 MN pour le niveau normal de retenue. Au cours d'une vidange, les éléments sont déchargés et peuvent être remplacés, si nécessaire.

La charge sur chaque élément est contrôlée par des cellules de pression placées dans le néoprène et par des strain gauges fixés aux plaques d'acier. Tous les éléments furent installés et ajustés au cours du remplissage de la retenue en 1991 et 1992. En 1991, l'ajustement des éléments fournit un appui partiel au barrage, le niveau d'eau maximal étant à 22 m au-dessous du niveau normal de retenue. En 1992, les éléments furent ajustés pour constituer presque tout l'appui final, le niveau d'eau maximal étant à 7 m au-dessous du niveau normal de retenue. Le remplissage total de la retenue était prévu pour 1993.

En plus de la réalisation d'un appui aval, un important programme d'injection était entrepris en vue de :

- restaurer le rideau d'injection initial;
- consolider la zone fissurée, pour le cas de charge « retenue vide »;
- empêcher la réouverture des fissures qui se formèrent après la construction du radier amont.

La roche fut injectée avec du coulis de ciment Portland, ayant un rapport eau/ciment de 0,7, et les fissures du barrage furent injectées avec des résines époxydes.

Jusqu'à 1992, 50 000 m de forage ont été réalisés, et 120 tonnes de coulis de ciment et 180 tonnes de résine ont été injectées.

Mis à part les travaux d'injection, les travaux de réparation ont été terminés et l'ensemble du système mis à l'essai au cours du remplissage de la retenue en 1991 et 1992.

Des injections secondaires, basées sur les observations faites à retenue pleine, sont prévues pour 1994.

5.1.5. Comportement

Les expériences acquises jusqu'à 1992 ont été très satisfaisantes. Les forces de soutènement développées au cours de la montée du plan d'eau ont été conformes aux résultats des calculs [5.1.5.]; il en a été de même pour les déformations du barrage. Les fissures qui se formèrent après la construction du radier amont (groupe 2) n'ont montré aucune tendance à la réouverture. Le débit maximal des percolations a été de 11 l/min en 1992, alors qu'il était de plus de 100 l/s dans les premières années.

5.1.6. Références

- 5.1.1. BAUSTADTER, K. and WIDMANN, R., The behaviour of the Kölnbrein arch dam, Q.57-R.37, ICOLD XVth Congress, Lausanne, 1985, Vol. 2.

The elements are 1.1 m square and consist of a steel-reinforced neoprene pad bound by stainless steel plates and a wedge system. Each element was forced into place and pre-stressed to 10% of the final load at a specific water level.

At full reservoir level each element has to carry a load of 16 MN. In the drawn-down condition the elements are unloaded and could be replaced if necessary.

The load in each element is monitored by pressure cells in the neoprene and strain gauges attached to the steel plates. All elements were installed and adjusted during reservoir filling in 1991 and 1992. In 1991, adjustment of the elements provided partial support of the dam and the maximum water level was 22 m below top water level. In 1992, the elements were adjusted to provide almost the final support and the maximum water level was 7 m below top water level. Full reservoir was scheduled for 1993.

In addition to providing a downstream prop, an extensive injection programme was carried out to :

- rehabilitate the original grout curtain;
- consolidate the cracked region for the " empty reservoir " load case ;
- prevent re-opening of the cracks that developed after the apron had been constructed.

The rock was injected with a Portland cement grout with a water/cement ratio of 0.7 and, in the main, epoxy resin was used for the cracks in the dam.

Up to 1992, about 50 000 m of bore hole had been drilled and about 120 tonne of cement and 180 tonne of resin had been injected.

Apart from the injection works, the remedial work was completed and the total system " tested " during reservoir filling in 1991 and 1992.

Secondary injections, based on observations with full reservoir, are foreseen for 1994.

5.1.5. Performance

The experiences gained up to 1992 were very satisfactory. The supporting forces developed with increasing water level, were as predicted by calculation [5.1.5], and the deformation of the dam was as expected. The cracks that developed after the construction of the apron (Group 2) showed no tendency to re-open. The maximum amount of seepage in 1992 was 11 l/min compared with more than 100 l/s in the previous years.

5.1.6. References

- 5.1.1. BAUSTADTER, K. and WIDMANN, R., The behaviour of the Kölnbrein arch dam, Q.57-R.37, ICOLD XVth Congress, Lausanne, 1985, Vol. 2.

- 5.1.2. DEMMER, W. and LUDESCHER, H., Measures taken to reduce uplift and seepage at Kölnbrein dam, Q.58-R.81, XVth Congress, Lausanne, 1985, Vol. 3.
- 5.1.3. LOMBARDI, G., Kölnbrein dam : an unusual solution for an unusual problem, Water Power and Dam Construction, June 1991.
- 5.1.4. OBERNHUBER, P., Remedial works for the Kölnbrein dam : design and analysis, C.7, ICOLD XVIIth Congress, Vienna, 1991, Vol. 4.
- 5.1.5. OBERNHUBER P. et al., Numerical analysis for the remedial works of Kölnbrein dam, Dam Engineering, Vol. 2, Issue 3, 1991.

5.2. RÉPARATIONS DE FISSURES D'ORIGINE THERMIQUE - BARRAGE UPPER STILLWATER, ÉTATS-UNIS (1)

5.2.1. Description du barrage

Le barrage Upper Stillwater est situé à une altitude de 2 450 m dans les Monts Uinta, à l'est de la Ville de Salt Lake, Utah (États-Unis). Construit dans une large vallée constituée de grès Précambrien et d'argilite, le barrage a une hauteur maximale de 90 m et une longueur en crête de 815 m. Le barrage-poids à couronnement rectiligne contient 1 281 000 m³ de béton, dont 1 125 000 m³ de BCR et 69 000 m³ de béton mis en place à l'intérieur de coffrages glissants. Ce type de coffrage a été utilisé pour la réalisation des parements amont et aval.

La fonction principale du barrage est de stocker les eaux de ruissellement de printemps et de les dériver dans un aqueduc en vue d'assurer l'alimentation en eau de populations à 120 km à l'ouest du barrage. L'exploitation normale consiste donc à remplir le réservoir au printemps, à le maintenir plein en été, à déstocker de l'eau pour l'aqueduc en automne et à maintenir le réservoir près du niveau minimal d'exploitation en hiver.

5.2.2. Conception

Toutes les dispositions susceptibles d'interférer avec la mise en œuvre d'un important matériel de mise en place et de compactage du BCR furent éliminées ou réétudiées. Les ouvrages de vidange et de dérivation furent implantés au niveau de la fondation. L'évacuateur de crue fut installé sur la crête du barrage. Le refroidissement artificiel du béton après sa mise en place et les joints de contraction furent éliminés. Une galerie unique horizontale fut réalisée à travers le barrage, avec prolongement dans les appuis, au lieu d'une galerie inclinée parallèle aux appuis. Les coffrages glissants, installés en séquence avec la mise en place du BCR, permettaient de se passer de coffrages traditionnels.

Le BCR principal a un dosage de 80 kg/m³ en ciment et de 175 kg/m³ en cendres volantes à faible teneur en chaux (par ex. ASTM C618 Classe F), un rapport

(1) Par Alan Richardson, Bureau of Reclamation, États-Unis.

- 5.1.2. DEMMER, W. and LUDESCHER, H., Measures taken to reduce uplift and seepage at Kölnbrein dam, Q.58-R.81, XVth Congress, Lausanne, 1985, Vol. 3.
- 5.1.3. LOMBARDI, G., Kölnbrein dam : an unusual solution for an unusual problem, Water Power and Dam Construction, June 1991.
- 5.1.4. OBERNHUBER, P., Remedial works for the Kölnbrein dam : design and analysis, C.7, ICOLD XVIIth Congress, Vienna, 1991, Vol. 4.
- 5.1.5. OBERNHUBER P. et al., Numerical analysis for the remedial works of Kölnbrein dam, Dam Engineering, Vol. 2, Issue 3, 1991.

5.2. REMEDIAL WORKS TO CRACKS CAUSED BY THERMAL STRESS - UPPER STILLWATER DAM, USA (1)

5.2.1. Description of dam

Upper Stillwater Dam is located at an elevation of 2 450 m in the Uinta Mountains east of Salt Lake City, Utah, in the United States. Constructed in a broad valley formed in Precambrian sandstone and argillite, the dam has a maximum height of 90 m and a crest length of 815 m. The straight gravity dam contains 1 281 000 m³ of concrete, including 1 125 000 m³ of RCC and 69 000 m³ of horizontally slip-formed concrete. Both the upstream and downstream faces were slip-formed horizontally.

The dam's primary function is to store the spring runoff and divert it into an aqueduct, which conveys water to populated areas 120 km west of the dam. Therefore, the normal reservoir operation consists of filling the reservoir in the spring, keeping it full during the summer, releasing stored water to the aqueduct in the autumn and keeping the reservoir near the minimum pool elevation during the winter.

5.2.2. Design

Features thought to interfere with the efficient operation of large equipment placing or compacting RCC were eliminated or redesigned. Outlet and diversion works were set at the foundation level. The spillway was set on the dam crest. Post-cooling of the concrete and contraction joints were eliminated. A single gallery was set horizontally through the dam and tunnelled into the abutments, instead of sloping parallel to the abutments. Horizontal slip-forming, placed in sequence with the RCC placement, eliminated the need to set traditional forms.

The primary RCC mix has 80 and 175 kg/m³ of cement and low-lime flyash (e.g. ASTM C618 Class F) respectively, a water to cement plus flyash ratio near 0.4 and a

(1) By Alan Richardson, Bureau of Reclamation, USA.

eau/ciment+cendres volantes de 0,4 environ, et une dimension maximale de granulats de 50 mm. Les résistances, à un an, à la compression et à la traction directe, à travers les joints de reprise, sont respectivement de 34 et 1,2 MPa, mesurées sur des carottes de 150 x 300 mm. Les essais en laboratoire sur des éprouvettes cylindriques ont donné un module d'élasticité à la compression de 12 GPa, inférieur à celui du béton classique de masse, par suite des dimensions de granulats et des courbes granulométriques différentes. L'élévation de température adiabatique pour ce type de BCR était de 19,4 °C à 28 jours.

5.2.3. Construction

La plus grande partie du BCR a été mise en place sur une période de dix mois, de mai à septembre, au cours des années 1986 et 1987. La construction a comporté deux opérations : pose de coffrages glissants sur les parements amont et aval et mise en place du BCR entre les éléments de parement en deux couches de 300 mm d'épaisseur. Comme il n'y avait pas de joints de contraction, le barrage a été construit comme un ouvrage monolithe. Pour obtenir la température maximale de 10 °C prescrite pour le béton à sa mise en place, de la glace était utilisée dans l'eau de malaxage et le bétonnage était effectué la nuit.

5.2.4. Formation de fissures

La température maximale mesurée dans le barrage a été de 36 °C, dans une petite zone de la partie supérieure de l'ouvrage. Cette valeur dépassait de 8 °C la valeur maximale prévue. Cinq mois plus tard, un hiver froid abaissa la température de la partie supérieure du barrage jusqu'à 5 °C, soit une chute de 31 °C. Par suite de ce refroidissement rapide, des fissures se sont formées à travers la crête du barrage et ont progressé vers le bas des parements amont et aval. A la fin du printemps, 23 fissures existaient à travers le barrage, avec un espacement de l'ordre de 35 m entre elles. L'ouverture des fissures était, en général, inférieure à 3 mm sur le parement amont; cependant, une fissure s'est ouverte jusqu'à 6 mm. Plusieurs fissures s'étendirent jusqu'à proximité de la base du barrage.

5.2.5. Réparation initiale des fissures

Au cours du premier remplissage, la fuite provenant de la plus grande fissure fut estimée à 25 l/s dans la galerie et à 50 l/s sur le parement aval. Des trous furent forés pour intersecter la fissure à environ 600 mm de la paroi de la galerie, autour du périmètre de la galerie. Une résine polyuréthane fut injectée, d'autres trous ouverts non injectés réduisant la pression d'eau. Cette technique s'avéra efficace dans la réduction des fuites arrivant dans la galerie en provenance de la fissure, au cours du premier remplissage.

Si les fissures ne posaient pas de problème vis-à-vis de la sécurité du barrage, les taches humides à l'emplacement des fissures sur le parement aval étaient, par contre, inesthétiques. Un programme de réparation des fissures fut entrepris au cours de l'hiver 1988/89 pour réduire les fuites dans la galerie et celles apparaissant sur le parement aval, avant le deuxième remplissage.

La technique choisie consistait à injecter les fissures avec une résine polyuréthane à partir de trous forés pour intersecter les fissures (Fig. 29). Le choix

maximum size of aggregate of 50 mm. One-year compressive and direct tensile strengths across lift joints are 34 and 1.2 MPa respectively, based on 150 x 300 mm cores. Laboratory testing of cylinders determined the compressive modulus of elasticity to be 12 GPa, lower than for traditional mass concrete because of the different aggregate size and grading. Adiabatic heat rise for this mix was 19.4 deg C at 28 days.

5.2.3. Construction

The majority of RCC was placed during a total of ten months between May and September during 1986 and 1987. Construction consisted of two operations : slip-forming the upstream and downstream faces and placing RCC between the facing elements in two 300-mm lifts. Since no contraction joints were used, the dam was constructed as a monolithic structure. To meet the maximum allowable RCC placing temperature of 10 °C, ice was used for the mix water and placements were made at night.

5.2.4. Crack formation

The maximum *in-situ* temperature measured in the dam was 36 C, in a small area in the upper portion of the dam. This exceeded the expected maximum temperature by 8 deg C. Five months later, cold winter weather had cooled the upper portion of the dam to 5 C, a drop of 31 deg C. As a result of this rapid cooling, cracks formed across the dam crest and progressed down both the upstream and downstream faces. By late spring, 23 cracks had formed through the dam, giving an average spacing between cracks of approximately 35 m. Crack opening was typically less than 3 mm at the upstream face; however, one crack opened to 6 mm. Many cracks eventually extended to near the dam base.

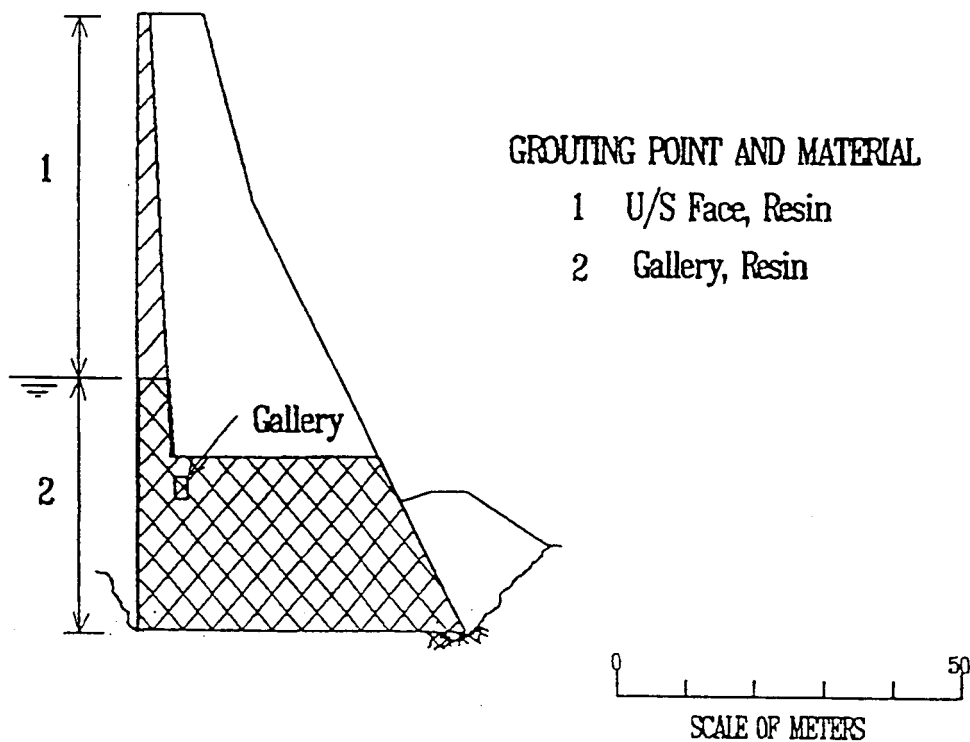
5.2.5. Initial crack repair

During the first filling, leakage from the largest crack was estimated to be 25 l/s into the gallery and 50 l/s to the downstream face. Holes were drilled to intersect the crack about 600 mm from the gallery face around the gallery perimeter. Hydrophilic polyurethane resin was injected, while other un-grouted open holes reduced the water pressure. This was effective in reducing flow from the crack into the gallery during the first filling.

While the cracks did not cause a concern for the dam's safety, the appearance of water at the cracks on the downstream face was undesirable from the public's perspective. A crack repair programme was initiated during the winter of 1988/89 to reduce the leakage into the gallery and from the downstream face from the two largest cracks prior to the second filling.

The repair method selected consisted of injecting the cracks with polyurethane resin grout through holes drilled to intersect the crack (see Fig. 29). Selection of the

de ce produit d'injection était basé sur sa propriété à adhérer aux parois des fissures, que ce soit dans des conditions sèches ou humides, et à s'adapter aux variations d'ouverture des fissures. Du coulis de ciment avait été prévu pour l'injection des fissures près de la fondation mais, en définitive, sur proposition de l'Entrepreneur, une injection à base de résine fut adoptée. Environ 60 % de la hauteur du barrage étaient à découvert au-dessus du plan d'eau de la retenue et, dans cette zone, des trous furent forés pour intersecter les fissures entre 0,3 et 2 m en arrière du parement, avec un espacement vertical de un mètre environ. L'injection progressait depuis le trou inférieur jusqu'au sommet. Au moment de l'injection de polyuréthane, la fissure était calfatée en parement.



Au-dessous du plan d'eau du réservoir, des trous furent forés depuis la galerie pour intersecter les fissures près du parement amont, avec un espacement vertical de l'ordre de deux mètres, dans la zone fissurée entre les parements amont et aval et au-dessous de la galerie. L'injection fut réalisée à partir des trous forés, soit depuis le parement, soit depuis la galerie, pour intersecter les fissures. Une proposition de l'Entrepreneur de remplacer l'injection de coulis de ciment par une injection à base de résine fut acceptée. L'injection des fissures fut achevée avant le deuxième remplissage (printemps 1989). Le remplissage de la retenue permit de constater que l'injection avait arrêté presque toutes les fuites. Cependant, quelques fuites réapparurent sur le parement aval. La défaillance de l'injection initiale dans le traitement de toutes les fuites fut attribuée à plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- remplissage incomplet de la fissure entre les points d'injection ;

polyurethane grout was based on its ability to adhere to the sides of the cracks, both in wet and dry conditions and to accommodate some change in the crack width. Cement grouting was planned for grouting the crack near the foundation, but resin grout was used based on a Contractor's proposal. About 60 % of the dam's height was exposed above the reservoir water surface and in this area holes were drilled to intersect the crack 0.3 to 2 m back from the face at about a one-metre vertical spacing. Grouting progressed from the lowest hole up the face to the top. As polyurethane was injected, the crack was caulked at the face.

Fig. 29

Cross-section showing first grouting method at Upper Stillwater Dam

Coupe transversale montrant la méthode utilisée pour la première injection au barrage Upper Stillwater

Grouting point and material

1. U/S face, resin
2. Gallery, resin

Zone et matériau d'injection

1. *Parement amont, résine*
2. *Galerie, résine*

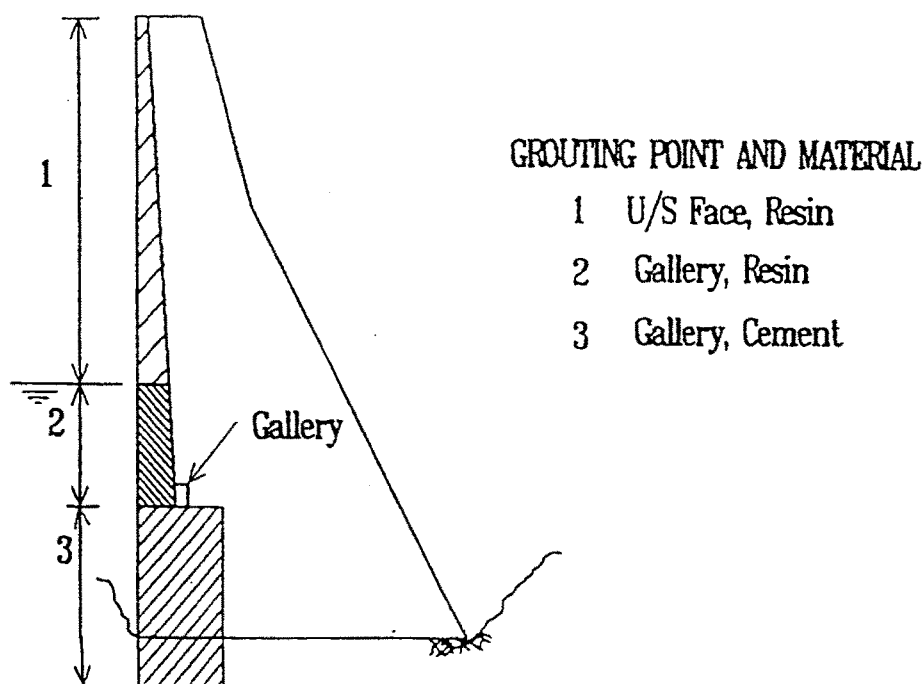
Below the reservoir water surface, holes were drilled from the gallery to intersect the crack near the upstream face at approximately a two-metre vertical spacing, into the portion of the crack between the upstream and downstream faces and below the gallery. Grouting was from holes drilled, either from the face or from the gallery, to intersect the crack. A Contractor's proposal to replace the cement grout with resin grout was accepted, eliminating all cement grouting. Crack grouting was completed prior to the second reservoir filling (Spring 1989). As the reservoir filled, the grouting appeared to have stopped almost all the leakage. However, eventually some leakage reappeared on the downstream face. Failure of this initial grouting to stop all the leakage was attributed to several factors. These included :

- incomplete filling of the crack between injection point;

- mauvais contrôle de l'eau traversant la fissure, au cours de l'injection;
- percolation d'eau dans la fondation, au-dessous de la fissure.

5.2.6. Deuxième réparation des fissures

Un deuxième programme d'injection fut entrepris au printemps 1992 pour réduire ou éliminer les fuites sortant dans la galerie et sur le parement aval, en vue principalement de faciliter l'entretien au barrage. Ce programme comprenait l'injection de sept fissures dans le barrage. Les zones de réparation pour la plus grande fissure (la même que celle indiquée sur la Fig. 29) apparaissent sur la Fig. 30. Les méthodes utilisées avec succès lors du premier programme d'injection furent retenues et des perfectionnements furent apportés dans d'autres zones. Les températures dans le barrage étaient beaucoup plus stables que lors du premier programme, ce qui permit d'adopter une injection à base de ciment pour constituer un écran étanche au-dessous de la galerie. En outre, le rideau d'injection existant fut amélioré en ajoutant des trous d'injection près du contact barrage/fondation, du coulis de ciment y étant injecté. On n'essaya pas de remplir totalement les fissures entre les parements amont et aval, comme dans le premier programme. De la résine polyuréthane, injectée si possible depuis le parement amont, fut utilisée pour la zone située au-dessus du plan d'eau de la retenue. En raison de la montée de la retenue, quelques injections de parement furent exécutées depuis la galerie.



Une grande attention fut portée au contrôle de l'eau dans les fissures. Du fait d'un remblaiement contre la partie inférieure du parement amont du barrage, l'étanchement sur la surface du parement fut impossible. Le contrôle de l'eau fut

- incomplete control of water flowing through the crack during grouting;
- flow of water through the foundation below the crack.

5.2.6. Second crack repair

A second grouting programme was initiated in the spring of 1992 to further reduce or eliminate leakage into the gallery and from the downstream face, primarily to facilitate maintenance at the dam. This eventually included grouting seven cracks in the dam. Repair areas for the largest crack (the same crack as shown in Fig. 29) are shown in Fig. 30. Successful methods used in the first grouting programme were incorporated and refinements made in other areas. Temperatures in the dam were much more stable than during the first programme, so cement grouting was used as the primary barrier below the gallery. In addition, the existing grout curtain was supplemented by adding curtain grout holes near the dam/foundation contact by grouting with cement. Grouting was confined to zones near the upstream face of the dam. No attempt was made to completely fill the crack between the upstream and downstream face, as in the first programme. Polyurethane resin was used in the zone above the reservoir water surface injected from the upstream face, when possible. Due to a rising reservoir some “face” grouting was done from the gallery.

Fig. 30

Cross-section showing second grouting method at Upper Stillwater Dam

Coupe transversale montrant la méthode utilisée pour la deuxième injection au barrage Upper Stillwater

Grouting point and material	Zone et matériau d'injection
1. U/S face, resin	1. Parement amont, résine
2. Gallery, resin	2. Galerie, résine
3. Gallery, cement	3. Galerie, ciment

Emphasis was placed on controlling water in the cracks. Due to backfill against the lower portion of the dam's upstream face, temporarily sealing the face on the surface was impossible. Water control was accomplished by drilling holes in a grid

réalisé en forant des trous, sous la forme d'une grille, dans la fissure pour décharger la pression d'eau, et en constituant une barrière hydraulique à l'aval de la zone injectée de coulis de ciment pour arrêter les percolations d'eau. Les étapes d'injection furent mises au point pour se déplacer vers la source d'eau dans la fissure, en coupant éventuellement l'écoulement.

Les données suivantes concernent la plus grande fissure, désignée « fissure au point 25 + 20 ». Dans la zone au-dessus de la retenue, qui fut injectée depuis le parement amont, 33 trous furent forés pour intersecter les fissures près du parement, et 10 trous intersectaient les fissures à l'arrière de la zone 1 (Fig. 30). L'absorption moyenne a été de 13 l de résine par trou, couvrant une moyenne de 3 m² de fissure à l'intérieur de la zone concernée, par trou. Dans la zone 2, au-dessous du niveau du réservoir et au-dessus de la galerie, 13 trous furent forés et injectés, avec une moyenne de 100 l de résine par trou. Dans la partie amont de la zone 3, 13 trous furent injectés en utilisant une quantité totale de 2 150 kg de coulis de ciment.

À retenue pleine, les fuites dans la galerie furent à peu près supprimées. Les fuites sur le parement aval furent réduites de 50 l/s à 1,25 l/s. Les fuites provenant d'autres fissures furent fortement réduites ou supprimées.

5.2.7. Comportement

Le barrage Upper Stillwater a été exploité chaque année comme prévu [5.2.1.]. L'eau est dérivée dans l'aqueduc et le stockage dans la retenue est assuré en été. Le programme initial d'injection ne réussit que partiellement à réduire les fuites. Le deuxième programme fut considéré comme une réussite dans la réduction des fuites; ce programme fut rendu plus efficace en adoptant de la résine polyuréthane, d'un coût élevé, l'utilisation de ciment constituant un remplissage plus rigide des fissures.

Les nouveaux projets de barrages BCR du Bureau of Reclamation comprennent maintenant des joints de contraction et des dispositifs permettant de préformer des fissures afin d'éviter les problèmes associés à la fissuration.

5.2.8. Références

- 5.2.1. RICHARDSON, A. T., Performance of Upper Stillwater dam. Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China.

5.3. STABILISATION DE FISSURES AU MOYEN DE PRÉCONTRAINTÉ - BARRAGE DE MULLARDOCH, ROYAUME-UNI (1)

5.3.1. Description du barrage

Mullardoch est la principale retenue de stockage pour la section « Affric » de l'aménagement d'Hydro-Electric dans le bassin de Beauuly. (Note : « Hydro-

(1) Par J. L. Hinks, Sir William Halcrow & Partners, Royaume-Uni.

pattern into the crack to relieve water pressure and constructing a water barrier downstream of the cement grout zone to stop water flow. Grouting sequences were adjusted to move toward the source of water in the crack, eventually closing off the flow.

The following data are provided for the largest crack, referred to as the Station 25 + 20 crack. In the area above the reservoir, which was grouted from the upstream face, 33 holes were drilled to intersect the crack near the face and 10 holes intersected the crack at the back of Zone 1 (see Fig. 30). Average take was 13 l of resin per hole, covering an average of 3 m² of crack within the intended zone per hole. In Zone 2, below the reservoir level and above the gallery, 13 holes were drilled and grouted using an average of 100 l of resin per hole. In the upstream portion of Zone 3, 13 holes were grouted using a total of 2 150 kg of cement grout.

With a full reservoir, flow in the gallery was nearly stopped. Flow to the downstream face was reduced from 50 l/s to 1.25 l/s. Flows at other cracks were also greatly reduced or stopped.

5.2.7. Performance

Upper Stillwater Dam has operated each year as intended [5.2.1]. Water is being diverted into the aqueduct and storage is provided during the summer. The initial grouting programme was partially successful in reducing leakage. The second grouting programme was considered very successful in reducing leakage. The second programme was more efficient in use of the expensive polyurethane resin and provided a more rigid filling of the crack by using cement.

Future RCC designs by the Bureau of Reclamation now include contraction joints and crack initiators to prevent the problems associated with cracking.

5.2.8. References

- 5.2.1. RICHARDSON, A. T., Performance of Upper Stillwater dam. Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China.

5.3. STABILISATION OF CRACKING BY POST-TENSIONING MULLARDOCH DAM, UK (1)

5.3.1. Description of dam

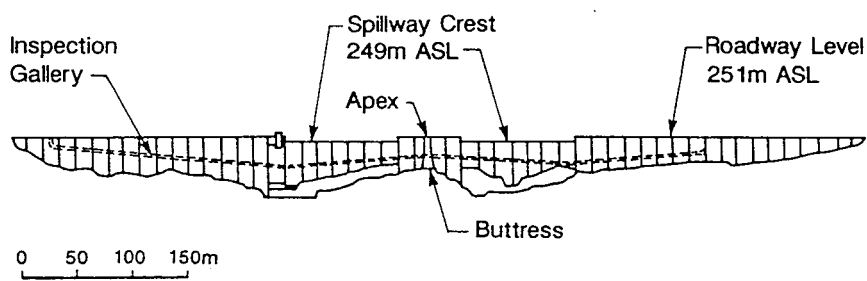
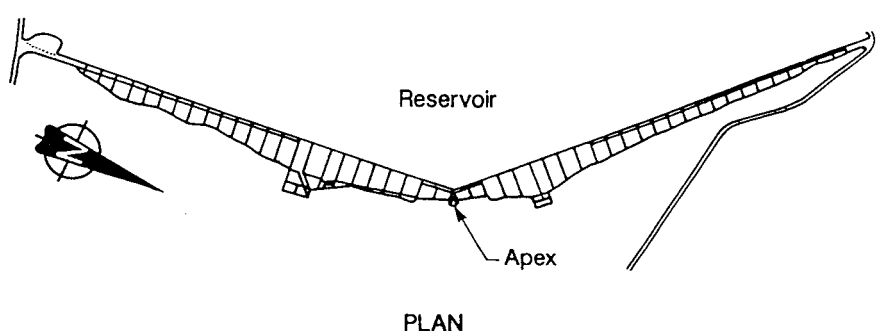
Mullardoch is the main storage reservoir for the Affric section of Hydro-Electric's development in the Beaully Basin. (Note : Hydro-Electric is the successor

(1) By J. L. Hinks, Sir William Halcrow & Partners, UK.

Electric » est le successeur de « North of Scotland Hydro-Electric Board »). La retenue a une capacité de $223 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Le barrage de Mullardoch a été achevé en 1951. C'est un barrage-poids en béton, constitué de deux ailes dont le sommet de jonction (apex) est situé sur un noyau rocheux au milieu de la vallée (Fig. 31). La longueur totale du barrage est de 727 m, sa hauteur maximale de 48 m et sa hauteur au droit de l'apex de 17 m environ.

La moitié sud du barrage, comprenant l'apex précité, est fondée sur des granulites quartzieuses, le reste sur des schistes.



ELEVATION OF DOWNSTREAM FACE

5.3.2. Problèmes

Au milieu des années 1970, les observations ont montré que la zone de jonction des deux ailes du barrage avait un léger déplacement vers l'aval, se superposant aux variations de déplacements d'origine saisonnière. En outre, un réseau de fissures apparut au toit de la galerie de visite près de l'apex. Aussi, le barrage a-t-il été maintenu sous étroite surveillance pendant plusieurs années.

Au cours d'une courte période, au milieu de l'année 1986, il y eut une importante augmentation des fuites dans la galerie de visite (de 10 l/s à 310 l/s, environ) et on constata que les fissures horizontales existant entre la galerie et le parement amont s'étaient ouvertes et étendues.

to the North of Scotland Hydro-Electric Board). The reservoir has a storage capacity of $223 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Mullardoch Dam was completed in 1951. It is a concrete gravity dam, constructed in two wings that meet at a central apex on a rocky island in the middle of the valley (see Fig. 31). The total length is 727 m, the maximum height is 48 m, and the height at the apex is about 17 m.

The southern half of the dam, including the apex, is underlain by quartzitic granulites, the remainder by schists.

Fig. 31

General arrangement of Mullardoch Dam
Disposition générale du barrage de Mullardoch

Plan	<i>Vue en plan</i>
Reservoir	<i>Retenue</i>
Apex	<i>Sommet de jonction des deux ailes (apex)</i>
Elevation of downstream face	<i>Élevation aval</i>
Buttress	<i>Contrefort</i>
Inspection gallery	<i>Galerie de visite</i>
Spillway crest, 249 m ASL	<i>Crête du déversoir, 249 m</i>
Roadway level, 251 m ASL	<i>Niveau de la route : 251 m</i>

5.3.2. Problems

In the mid-1970 s, observations showed that the apex of the dam had a slight downstream movement superimposed upon the seasonal variations. In addition, some “ pattern ” cracking appeared in the roof of the inspection gallery near the apex. The dam has, therefore, been kept under close observation for many years.

Over a short period in mid-1986 there was a large increase in leakage (from about 10 l/s to about 310 l/s) into the inspection gallery, and it was found that existing horizontal cracks between the gallery and the upstream face of the dam had widened and extended.

Cela était principalement visible dans les deux plots s'étendant sur 15 m de chaque côté du contrefort central, où les deux ailes du barrage forment un angle de 140°. L'eau sortait sous pression des fissures près de l'apex. Une importante augmentation des sous-pressions était notée.

5.3.3. Analyse des problèmes

Une étude sur un modèle aux éléments finis tridimensionnel [5.3.1.] permit de conclure que la fissuration résultait d'une compression longitudinale dans le barrage. Cette compression était vraisemblablement due au dépôt progressif de carbonate de calcium dans les joints de contraction, un mouvement géophysique de rapprochement des versants de la vallée aggravant le phénomène.

5.3.4. Réparations

Trois réparations possibles furent étudiées :

1. Renforcement de la zone de jonction des deux ailes du barrage, en construisant un contrefort à l'aval ou à l'amont.
2. Découpage d'une saignée, ou de plusieurs saignées, dans le barrage pour prévenir la formation de forces axiales.
3. Précontrainte des plots centraux afin que la zone de jonction des deux ailes puisse résister aux forces longitudinales susceptibles de se développer.

La solution 1 ne fut pas étudiée en profondeur du fait de la topographie et des difficultés – et du coût – pour assurer un comportement monolithe de l'ensemble barrage existant/nouveau contrefort. De plus, bien que l'augmentation de poids du barrage fût considérée, à première vue, comme une solution techniquement acceptable, l'augmentation des dimensions des plots dans la zone de l'apex aurait été inacceptable, sur le plan esthétique, dans le milieu naturel des Highlands.

Des reconnaissances *in situ* fournirent des données pour l'étude des deux autres solutions : découpage de saignées et précontrainte.

Une étude détaillée montra que le découpage d'une saignée (ou de saignées) fermerait les fissures dans la zone de l'apex, mais qu'il conduirait les poussées horizontales à plonger sous la saignée, causant de fortes contraintes de compression horizontales dans le béton ou la roche sous la saignée. Il fut également déduit que des mouvements de cisaillement irréversibles pourraient également se produire le long des fissures horizontales en direction de la saignée, et que ces mouvements pourraient être consolidés par d'autres dépôts de carbonate de calcium dans les joints de contraction. On conclut que la saignée ne constituait pas une solution définitive et elle ne fut donc pas adoptée.

À partir d'études détaillées, il fut décidé d'appliquer une précontrainte aux plots centraux du barrage au moyen de 26 tirants, ayant chacun une capacité de 11 100 kN. Ces tirants transmettaient une charge de 3 000 kN/m aux plots centraux de chaque côté de l'apex, la valeur tombant à zéro à 27,4 m de l'apex. Cette charge était suffisante pour éliminer toute tendance des fissures horizontales, au niveau de la galerie, à rester ouvertes dans les conditions les plus défavorables : températures élevées et mouvement de rapprochement des versants de la vallée [5.3.2., 5.3.3.].

This was seen mainly in the two blocks extending about 15 m on each side of the central buttress, where the two flanks of the dam meet at an angle of 140°. Water was issuing under pressure from the cracks near the apex. Uplift pressures had increased significantly.

5.3.3. Analysis of problems

From three-dimensional finite-element modelling [5.3.1], it was concluded that the cracking was caused by a build-up of longitudinal compression in the dam. This was thought to be caused by the gradual deposition of calcium carbonate in the contraction joints, possibly exacerbated by inward movement of the valley sides.

5.3.4. Remedial works

Three potential remedies were studied :

1. To strengthen the apex by buttressing from the downstream side or across the upstream side.
2. To cut a slot, or several slots, in the dam to prevent the build up of axial forces.
3. To post-tension the central blocks so that the apex zone could resist any longitudinal forces that might develop.

Remedy 1 was not explored in depth because of the topography and the difficulties and expense of ensuring that the new buttress would act monolithically with the existing dam. Also, although adding weight to the dam appeared, at first sight, to offer a 'low-tech' solution, the increased size of the apex blocks would have made them aesthetically unacceptable in the unspoiled Highland landscape.

Site investigations provided information for assessing both cutting slots and post-tensioning.

A detailed study showed that cutting a slot (or slots) would close the cracks in the vicinity of the apex, but it would cause the longitudinal thrusts to dive under the slot, creating high horizontal compressive loading of the concrete or rock left under the slot. It was also deduced that irreversible shearing movements might occur along the horizontal crack towards the slot, and that these could be consolidated by further deposits of calcium carbonate in the contraction joints. It was concluded that the slot would not provide a final solution, so it was not adopted.

From the detailed studies, it was decided to post-tension the central blocks of the dam with 26 tendons, each with an ultimate capacity of 11 100 kN. These applied a load of 3 000 kN/m to the central blocks on each side of the apex, reducing to zero at 27.4 m from the apex. This load was just sufficient to eliminate any tendency for horizontal cracks at gallery level to remain open under the assumed worst conditions of high temperature and closure movement of the valley sides [5.3.2, 5.3.3].

Les tirants furent munis d'une double protection contre la corrosion et furent installés conformément à la Norme Britannique DD 81 (au cours des travaux, cette Norme fut remplacée par la Norme Britannique 8081 [5.3.4.], mais sans changements importants).

La norme BS 8081 limite la charge admissible des tirants à 50 % de leur résistance ultime à la traction, mais, pour le barrage de Mullardoch, une charge moyenne d'environ 40 % de la résistance ultime fut prescrite. Cette valeur fut adoptée pour permettre une augmentation de la précontrainte si cela s'avérait nécessaire dans le futur.

Les tirants de 250 mm, comportant 37 torons, furent installés, à l'aide d'un hélicoptère, dans des trous de 330 mm de diamètre, atteignant 50 m de profondeur et forés depuis la crête du barrage avec une tolérance de 1/100. Cette faible tolérance était nécessaire pour éviter une trop grande concentration des tirants au niveau des fonds des trous, et l'intersection du drain grossier sous le barrage. Avant le forage, une poutre en béton armé, de 1,50 m d'épaisseur, fut coulée sur la crête du barrage pour étaler la charge appliquée aux ancrages supérieurs.

Afin de permettre une mise en tension ou une détente des tirants dans l'avenir, les torons dépassaient de 1,8 m environ le niveau de la poutre d'ancrage. Les extrémités étaient protégées au moyen de capots en acier galvanisé et les torons étaient parfaitement graissés.

Une préoccupation était qu'aux basses températures le champ de contraintes verticales de compression autour de la galerie provoque des extensions transversales dans le toit et le radier de la galerie (ainsi que l'indiquait le modèle aux éléments finis). Afin de faire face à de telles extensions, une précontrainte fut appliquée au-dessus du toit de la galerie, en utilisant des barres Macalloy, de 50 mm de diamètre, appliquant une charge maximale de 750 kN par mètre de longueur des plots centraux. Les extrémités de ces barres étaient encastrées dans les parements amont et aval du barrage. En vue de vérifier la charge des tirants dans le futur, un petit portique d'une charge utile de trois tonnes fut prévu pour déplacer un vérin ou une cellule de charge d'un tirant à l'autre. Le portique pouvait être garé en dehors du site et transporté sur le barrage par hélicoptère, en cas de nécessité.

Dans les zones où les trous pour les tirants verticaux de précontrainte intersectaient les principales fissures, on craignait un blocage des fissures en position ouverte par le coulis à base de ciment ou les débris de forage. Afin d'empêcher ce blocage, les fissures furent injectées d'un coulis-mousse compressible avant le début du forage.

Des indicateurs en verre furent installés à cheval sur les fissures pour vérifier qu'elles ne s'ouvraient pas sous l'effet de la pression d'injection de 50 bars. Le coulis compressible peut avoir gêné la fermeture totale des fissures, mais on pense qu'il a participé efficacement à l'obtention du niveau élevé d'étanchéité constaté dans les plots centraux après l'achèvement des travaux.

5.3.5. Comportement

Les réparations exécutées au barrage de Mullardoch ont réussi à éliminer les fuites dans les plots centraux de l'ouvrage (Fig. 32) et à stabiliser les fissures dont

The tendons were provided with double corrosion protection and installed in accordance with British Standards Institution Draft for Development DD 81 (during the work, DD 81 was superseded by British Standard 8081 [5.3.4], but without major changes).

BS 8081 restricts working loads in cables to not more than 50 % of ultimate tensile strength (UTS) but, for Mullaroch Dam, an average load of about 40 % UTS was specified. This was to allow for a future increase in loads, if this were found necessary.

The 37 strand, 250 mm tendons were installed, using a helicopter, in 330 mm diameter holes, up to 50 m deep, drilled from the crest of the dam to tolerances of 1:100. These fairly tight tolerances were needed to avoid the risk of the tendons being too close together at the bottoms of the holes, and to ensure that the rubble drain beneath the dam was not intersected. Before drilling, a 1.5 m deep reinforced concrete beam was cast on top of the dam to spread the load from the upper anchorages.

To allow for future jacking or de-stressing of the tendons, the strands were left protruding about 1.8 m above the level of the anchor beam. The ends were protected by galvanised steel covers and the strands left well greased.

There was concern that, at low temperatures, the flow of vertical compressive stresses around the gallery would give rise to transverse tensions in the roof and floor of the gallery (as seen in the finite-element modelling). To counteract such tensions, horizontal post-tensioning was applied above the roof of the gallery, using 50-mm diameter Macalloy bars, to give a maximum applied load of 750 kN per metre length of the central blocks. The ends of these bars were recessed into the upstream and downstream faces of the dam. So that the tendons could be load tested in the future, a small gantry, with a safe working load of three tonnes, was provided to lift either a jack or a jumping load cell from one tendon to the next. The gantry could be kept off-site for lifting into position by helicopter when required.

It was feared that where the holes for the vertical post-tensioning tendons intersected the major cracks, cementitious grout or drilling debris might effectively wedge the cracks open. To prevent this, the cracks were grouted with a compressible hydrophilic foam grout before drilling started.

Glass tell-tales were installed across the cracks to check that they were not opening under the grouting pressure of 50 bar. The compressible grout itself may have hindered the complete closing of the cracks, but it is thought to have been partly responsible for the high degree of water-tightness observed in the central blocks following completion of the work.

5.3.5. Performance

The remedial measures at Mullaroch were successful in eliminating leakage into the central blocks of the dam (see Fig. 32) and in stabilising the cracks, the

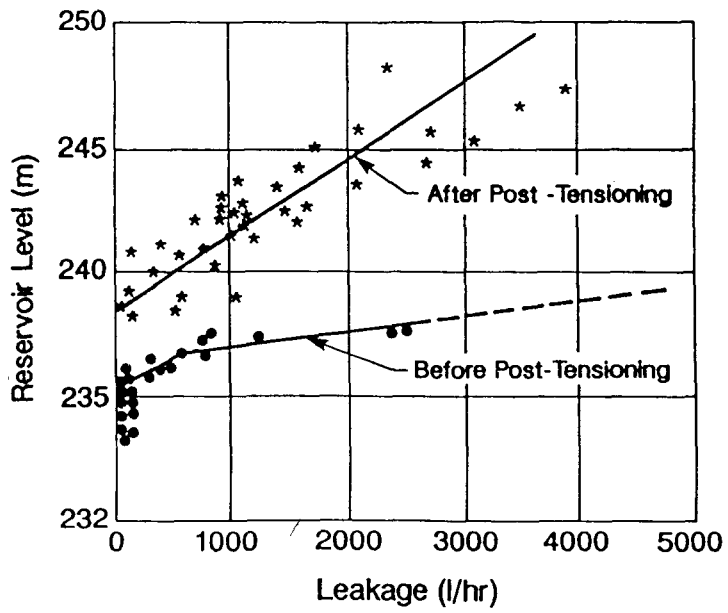
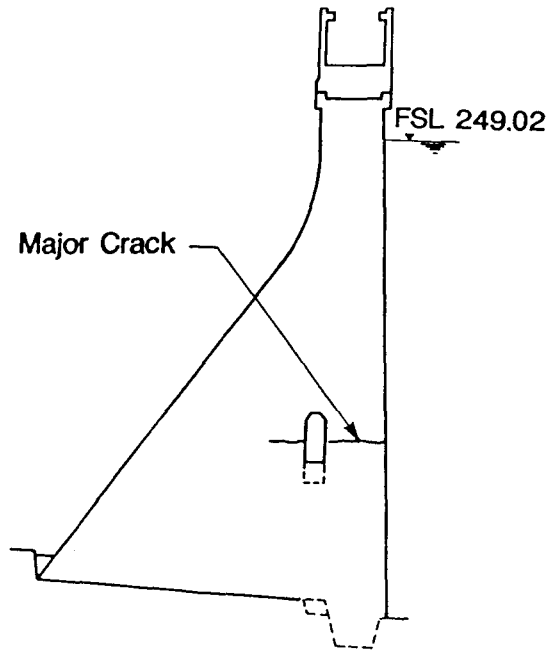


Fig. 32

Leakage before and after post-tensioning of Mullardoch Dam
Fuites avant et après la précontrainte du barrage de Mullardoch

FSL 249.02 m	<i>Niveau de retenue normale 249,02 m</i>
Major crack	<i>Fissure principale</i>
Reservoir level (m)	<i>Niveau de retenue (m)</i>
Leakage (l/hr)	<i>Fuites (l/h)</i>
Before post-tensioning	<i>Avant précontrainte</i>
After post-tensioning	<i>Après précontrainte</i>

Note : Graph shows total leakage into all 53 blocks of the dam.
Leakage at the central blocks was negligible after post-tensioning

*Note : Le graphique donne les fuites totales dans les 53 plots du barrage.
Les fuites dans les plots centraux étaient négligeables après la précontrainte.*

l'ouverture ne varie plus avec la température. En outre, la précontrainte a fortement amélioré la résistance sismique des plots centraux du barrage.

5.3.6. Références

- 5.3.1. ROBERTS, W. O. W., HINKS, J.L. and GOSSCHALK, E. M., Finite-element modelling of the behaviour of a mass concrete gravity dam, Proceedings, ICOLD Symposium, Copenhagen, 5 July 1989.
- 5.3.2. HINKS, J. L. et al., Post-tensioning Mullardoch dam in Scotland, Water Power and Dam Construction, November 1990.
- 5.3.3. GOSSCHALK, E. M. et al., Overcoming the build-up of stresses, cracking and leakage in Mullardoch dam, Scotland, Q.65-R.26, XVIIth ICOLD Congress, Vienna, 1991, Vol. 2.
- 5.3.4. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 8081 : 1989, Code of practice for ground anchorages, British Standards Institution, Milton Keynes, 1989, 180 pp.

5.4. AUTO-COLMATAGE DE FISSURES - BARRAGE DE BLACKWATER, ROYAUME-UNI (1)

5.4.1. Description du barrage

Le barrage de Blackwater est un barrage-poids en béton, situé dans les Highlands, en Ecosse, et fait partie de l'aménagement hydroélectrique fournissant de l'énergie à l'usine d'aluminium de Kinlochleven. Il fut achevé en 1909 et, à l'époque de la construction, il créait la plus grande retenue d'Europe.

Le barrage a une longueur de 948 m en crête, dont le tracé en plan est rectiligne, et une hauteur maximale de 26 m au droit de l'évacuateur de crue dont la crête est à la cote 325 m. Il est constitué d'une matrice en béton dans laquelle sont noyés de gros blocs, principalement de granite, et a été réalisé sans joints verticaux de contraction coffrés. Deux profils en travers du barrage sont représentés sur la Fig. 33.

Le barrage a été continuellement en service depuis sa construction. La retenue atteint souvent le niveau du déversoir au cours des mois d'hiver et peut être abaissée de 12 à 15 m en hiver, des baisses plus fortes ayant parfois eu lieu.

5.4.2. Construction

Tout le ciment était fabriqué en Grande-Bretagne. La roche utilisée pour la matrice en béton et pour les blocs noyés dans cette matrice provenait d'une carrière située près du site et était principalement du granite. Les sables et graviers ont été extraits d'une ballastière sur un bras de mer et de dépôts de moraine glaciaire situés

(1) Par R. P. Wallis, ALCAN, Royaume-Uni.

width of which no longer varies with temperature. In addition, the post-tensioning has significantly improved the seismic resistance of the central blocks of the dam.

5.3.6. References

- 5.3.1. ROBERTS, W. O. W., HINKS, J.L. and GOSSCHALK, E. M., Finite-element modelling of the behaviour of a mass concrete gravity dam, Proceedings, ICOLD Symposium, Copenhagen, 5 July 1989.
- 5.3.2. HINKS, J. L. et al., Post-tensioning Mullardoch dam in Scotland, Water Power and Dam Construction, November 1990.
- 5.3.3. GOSSCHALK, E. M. et al., Overcoming the build-up of stresses, cracking and leakage in Mullardoch dam, Scotland, Q.65-R.26, XVIIth ICOLD Congress, Vienna, 1991, Vol. 2.
- 5.3.4. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 8081 : 1989, Code of practice for ground anchorages, British Standards Institution, Milton Keynes, 1989, 180 pp.

5.4. SELF-SEALING OF CRACKS - BLACKWATER DAM, UK (1)

5.4.1. Description of dam

Blackwater Dam is a concrete gravity dam, situated in the Scottish Highlands and forming part of the hydro-electric scheme to supply power to the aluminium smelter in Kinlochleven. It was completed in 1909 and, at the time of construction, the reservoir was thought to be the largest in Europe.

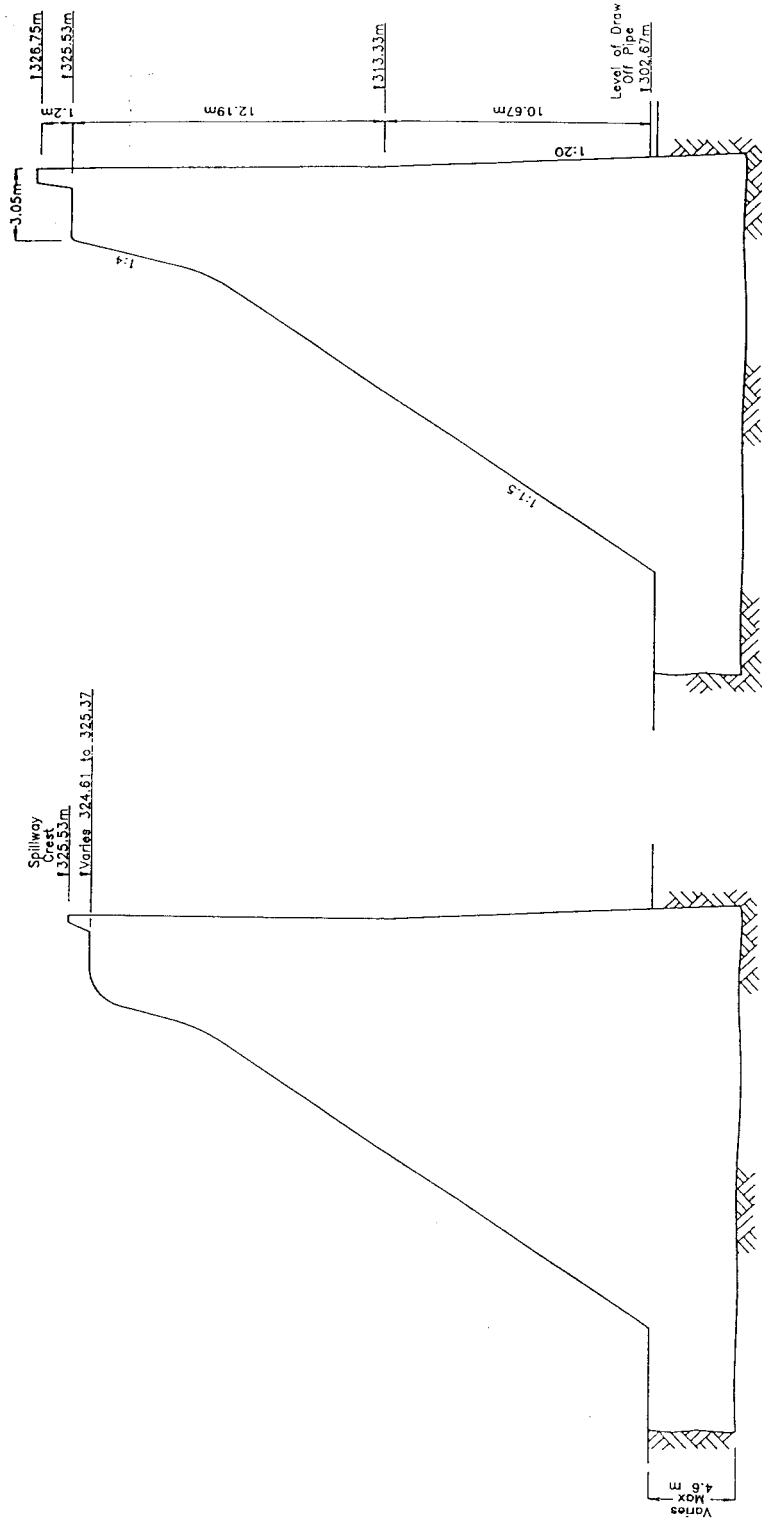
The dam is 948 m long, straight on plan, and has a maximum height of 26 m to the spillway, with the spillway crest 325 m above sea level. It is composed of a mass concrete matrix in which are embedded heavy displacers, mainly of granite, and was constructed without any formed vertical contraction joints. A cross-section of the dam is shown in Fig. 33.

The dam has been in continuous service since its construction. The reservoir often reaches spill level during the winter months and may be drawn down 12 to 15 m during the summer, although lower levels have occurred.

5.4.2. Construction

The cement was all made in Britain. The rock, for both the concrete matrix and for the displacers, was quarried near to the site and was mainly granite. Sands and gravel were extracted from a gravel bank on a tidal Loch, and from glacial moraine gravel deposits near the dam site. The core of the dam was constructed in 1:5

(1) By R. P. Wallis, ALCAN, UK.



Typical Section at Wave-Wall

Typical Section at Spill-Weir

Fig. 33

Cross-sections of Blackwater Dam

Coupes transversales du barrage de Blackwater

Typical section at spill-weir

Spillway crest, 325.53 m

Typical section at wave-wall

Level of draw off pipe, 302.67 m

Coupe transversale type au droit du déversoir de surface

Crête du déversoir, 325,53 m

Coupe transversale type, au droit du parapet anti-vagues

Niveau de la conduite de vidange, 302,67 m

près du site du barrage. Le corps du barrage était constitué de béton ayant un rapport ciment/granulats de 1/5, avec une dimension maximale de granulats de 50 mm, et présentant une résistance à la compression de 9,7 à 11,7 MPa à 180 jours. Le béton de parement était légèrement plus riche, avec un rapport ciment/granulats de 1/4, et une dimension maximale de granulats de 19 mm, la résistance à la compression à 180 jours étant de 21,4 à 25,0 MPa. Toutefois, les carottes extraites du béton du corps du barrage, en 1977, donnaient des résistances à la compression non confinée plus élevées, à savoir 28,3 MPa [5.4.1.].

La fondation rocheuse était d'excellente qualité. Presque aucune fissure ne fut observée sur l'ensemble de la fondation et la profondeur maximale des fouilles jusqu'au rocher sain fut seulement de 4,6 m. Avant la mise en place du béton, une couche de mortier de ciment, de 50 mm d'épaisseur, fut répandue sur la surface rocheuse, et une couche de 25 mm sur les joints de reprise rugueux. La hauteur des levées de béton était de 0,9 m.

De gros blocs de granite, jusqu'à 10 tonnes, étaient noyés dans le béton, plusieurs d'entre eux traversant les joints de reprise. La distance de ces blocs par rapport au parement était supérieure à 0,75 m et on prenait soin de ne pas les aligner afin d'éviter des fissures.

5.4.3. Problèmes

Plusieurs fissures verticales de retrait apparurent à l'époque de la construction et avant le premier remplissage de la retenue. Quelques percolations d'eau se produisirent à travers ces fissures. L'évolution de cette fissuration est décrite dans la référence 5.4.2.

Ces fissures présentaient une ouverture maximale au sommet du barrage, mais étaient à peine perceptibles au pied, certaines n'atteignant pas la base. La plus grande ouverture était de 2,4 mm, mais l'ouverture moyenne était de 0,8 mm. Il y avait sept fissures principales, toutes situées au nord de la tour des vannes (Fig. 34). Cette partie du barrage fut construite rapidement au cours de l'été 1908, alors que la partie au sud de la tour fut exécutée plus lentement au cours des premiers mois de 1909. Dans cette partie sud, quelques fissures apparurent pendant l'hiver 1909/1910, mais elles étaient moins marquées.

Les fissures du barrage ont été le siège de mouvements variant avec l'époque de l'année (ouverture en hiver, fermeture en été), mais l'amplitude du mouvement, lorsqu'il était visible, était à peine mesurable. De l'eau s'infiltrait à travers certaines de ces fissures et on essaya de les colmater avec un coulis à base de silicate, mais avec peu de succès.

5.4.4. Solutions

Il n'y avait pratiquement pas de fuite d'eau à travers le barrage au début de l'année 1910, les fissures s'étant apparemment auto-colmatées, soit par les sédiments de la rivière, soit, plus vraisemblablement, par le lessivage de la chaux libre du ciment. La chaux formait également des dépôts blancs durs dans les zones de résurgence des fuites sur le parement du barrage, ce qui est encore visible aujourd'hui. Quelques points actuels de mesure de fuites sont toujours affectés par un lent dépôt de carbonate de calcium.

(cement:aggregate) concrete with a maximum aggregate size of 50 mm and achieving a 180-day compressive strength of 9.7 to 11.7 MPa. The facing concrete was a slightly richer mix of 1:4, with a 19-mm maximum aggregate size and achieving a 180-day compressive strength of 21.4 to 25.0 MPa. However, concrete cores taken from the interior concrete in 1977 showed higher unconfined compressive strengths of 28.3 MPa [5.4.1.].

The rock foundation was excellent. Almost no fissures were found in the whole foundation area and the maximum depth of excavation to sound rock was only 4.6 m. Before placing the concrete, a 50-mm thick layer of cement mortar was laid on the rock surface, and a 25-mm layer on the roughened lift joints. The concrete lift height was 0.9 m.

Large granite displacers, up to 10 tonnes in weight, were embedded in the concrete so that many of them bridged the lift joints. They were not placed closer than 0.75 m to the face and care was taken not to lay them in lines that might induce cracks.

5.4.3. The problems

Several vertical contraction cracks appeared at the time of construction and before the reservoir was first filled. Water leaked through these cracks for a short period although they eventually sealed. The early history of this cracking is given in Reference 5.4.2.

These cracks were widest at the top, but scarcely perceptible at the bottom, some of them not extending as far down as the base. The largest crack was 2.4 mm wide, but the average width was about 0.8 mm. There were seven main cracks, all to the north of the valve tower (see Fig. 34). This part of the dam was built rapidly during the summer of 1908, whereas the part south of the valve tower was built more slowly during the early months of 1909. In this southern part, some cracks appeared during the winter of 1909/10, but they were less pronounced.

The cracks in the dam showed some subsequent movement, which varied with the time of year, opening in the winter and closing in the summer, but the extent of the movement, while visible, was barely measurable. Water seeped through some of the cracks and attempts were made to fill them with silicate solution and fine grout, but with little success.

5.4.4. Solutions

Practically no water was leaking through the dam by early 1910, the cracks apparently having self-sealed, either by sediment in the water or, more probably, by free lime leaching from the cement. The lime also built up as a hard white deposit where leaks surfaced on the face of the dam and is still visible today. Some modern leakage measuring points are still affected by a slow build up of calcium carbonate.

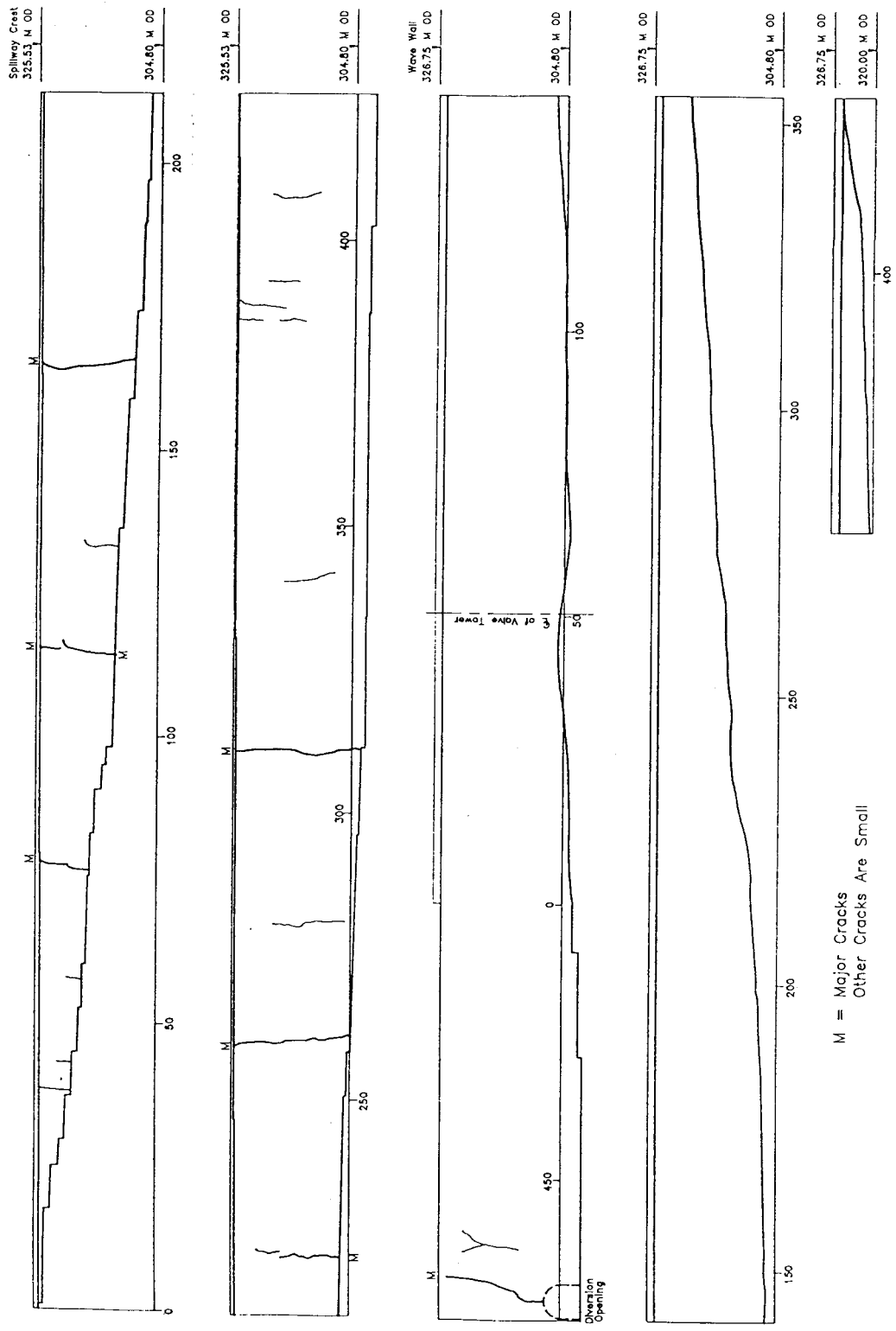


Fig. 34

Downstream elevation of Blackwater Dam showing location of cracks
Élévation aval du barrage de Blackwater indiquant l'emplacement des fissures

Spillway crest, 325.53 m
Wave wall, 326.75 m
Diversion opening
Centreline of valve tower
M = Major cracks
Other cracks are small

Crête du déversoir, cote 325,53 m
Parapet anti-vagues, cote 326,75 m
Pertuis de dérivation
Axe de la tour des vannes
M = Fissures principales
Les autres fissures sont petites

Les inspections réglementaires effectuées en 1933 et 1943 ont permis de constater que les fuites à travers les fissures de retrait étaient faibles.

Les fuites à travers les fissures de retrait continuent d'être faibles et aucune réparation n'a été nécessaire. Cependant, en 1963, des fuites à travers des joints horizontaux de construction causèrent quelque souci, du fait du risque de sous-pressions dans le barrage-poids.

5.4.5. Comportement

Les extrémités amont de ces joints furent étanchées en enlevant le béton et le mortier détériorés et en les remplaçant par du mortier recouvert d'un enduit bitumineux. On en profita pour appliquer ce même traitement aux extrémités amont des fissures verticales de retrait, bien que l'état de ces fissures n'ait pas changé. Cet étanchement des joints réduisit de manière significative le débit de fuite à travers le barrage.

L'entretien annuel et le traitement amont des joints continuent aujourd'hui. Des mesures précises de contrôle n'ont indiqué aucun mouvement important de l'ouvrage depuis 1977. Depuis 1976, les mesures régulières des fuites dans des zones spécifiques le long du barrage ont montré également que le débit de fuite était fonction du niveau de retenue.

Aucune variation saisonnière n'est évidente et les faibles fuites proviennent généralement des joints horizontaux de construction. Au cours des dernières années, les fuites totales à travers le barrage, pour des niveaux élevés de retenue, ont été très faibles et estimées à moins de 3 l/s.

5.4.6. Références

- 5.4.1. MARTIN, R., Investigations at Blackwater Dam, Argyllshire, Scotland, Q.52-R.18, XIVth ICOLD Congress, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1982.
- 5.4.2. ROBERTS, A. M., The Loch Leven Water Power Works, Proceedings Institution of Civil Engineers, Vol. 187, 1911.

5.5. RÉPARATION DE DÉGÂTS CAUSÉS PAR UN SÉISME - BARRAGE DE KOYNA, INDE (1)

5.5.1. Description du barrage

Le barrage de Koyna est un barrage-poids, à crête rectiligne, de 104 m de hauteur au-dessus de la plus basse fondation et de 640 m de longueur en crête. Il est fondé sur du basalte et est constitué de béton cyclopéen. Il comprend un certain nombre de plots, de 15,24 m de largeur chacun, séparés par des joints de contraction munis d'un double waterstop en cuivre. Les joints ne sont pas injectés de sorte que les plots se comportent de façon indépendante.

(1) Par Dr. V. M. Sharma, CSMRS, Ministère des Ressources en Eau, Inde.

Statutory inspections in 1933 and 1943 reported that the leakage through the contraction cracks was small.

Leakage through the contraction cracks continues to be small and no remedial work has been necessary. However, in 1963, leakage through the horizontal construction joints caused concern, owing to the possibility of uplift forces developing within the gravity dam.

5.4.5. Performance

The upstream faces of these joints were sealed by breaking out unsound mortar and concrete and refilling with mortar painted over with bitumen. The upstream faces of the vertical contraction cracks were treated in the same way as a matter of course, not because there was any change in their condition. This joint sealing significantly reduced the amount of leakage through the dam.

Annual maintenance and replacement of this upstream joint sealing continues today, as required. Accurate survey measurements have not shown any significant movements of the dam structure since 1977. Also, since 1976, regular measurements of leakages at specific points along the dam have shown that leakage rates are a function of reservoir level.

No seasonal variations are evident and the remaining small leaks are generally through the horizontal construction joints. In recent years the total leakage through the dam wall at high reservoir levels has been very small and is estimated at less than 3 l/s.

5.4.6. References

- 5.4.1. MARTIN, R., Investigations at Blackwater Dam, Argyllshire, Scotland, Q.52-R.18, XIVth ICOLD Congress, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1982.
- 5.4.2. ROBERTS, A. M., The Loch Leven Water Power Works, Proceedings Institution of Civil Engineers, Vol. 187, 1911.

5.5. REMEDIAL WORKS TO DAMAGE CAUSED BY AN EARTHQUAKE - KOYNA DAM, INDIA (1)

5.5.1. Description of dam

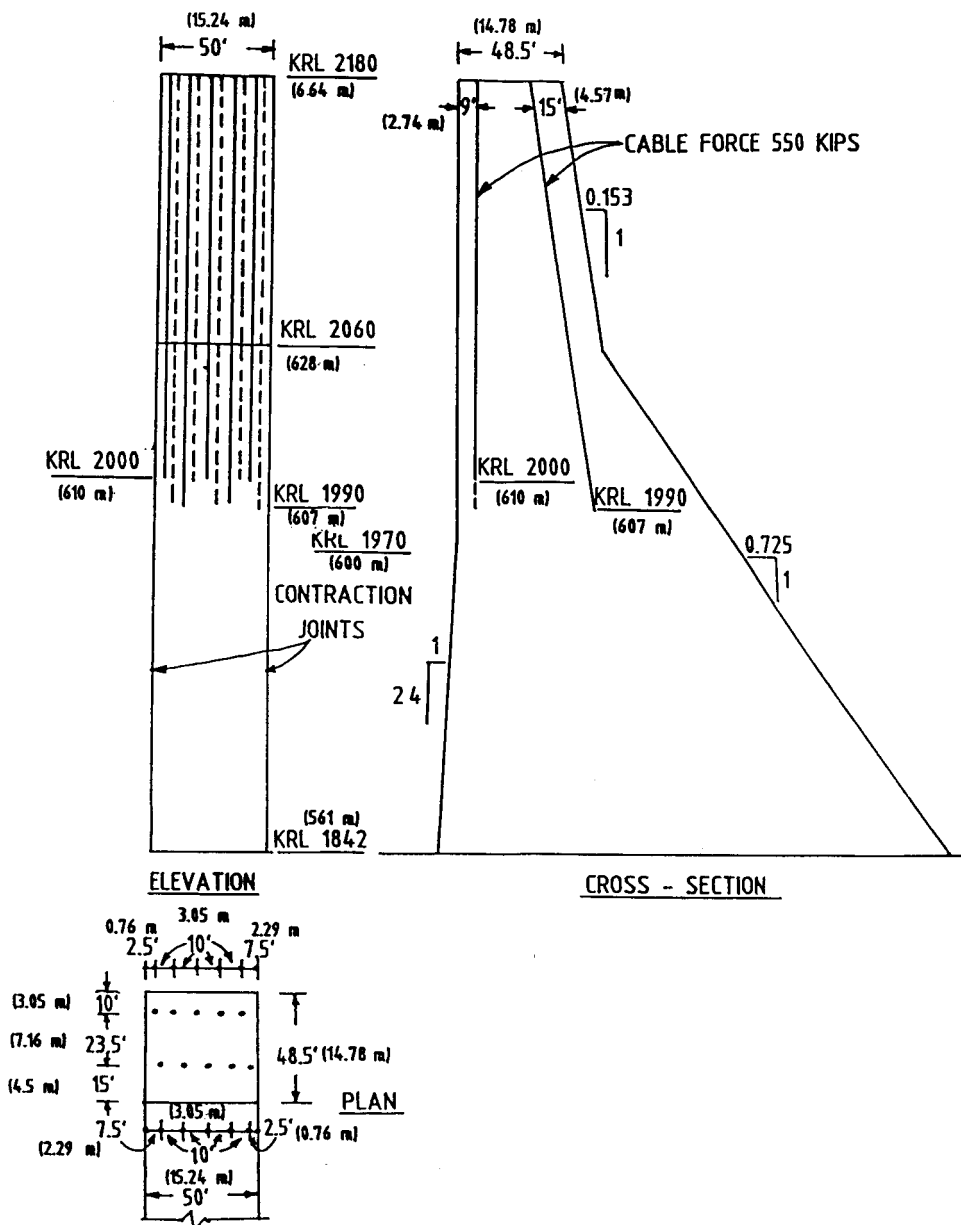
Koyna Dam is a straight gravity dam, 104 m high above the deepest foundation level and 640 m long at the crest. It is founded on basalt and is constructed of rubble concrete. It consists of a number of independent monoliths, each 15.24 m wide, with adjacent monoliths separated by contraction joints with double copper water-stops. The joints are un-grouted so that the monoliths act independently.

(1) By Dr. V. M. Sharma, CSMRS, Ministry of Water Resources, India.

Le barrage et la retenue sont situés dans le bouclier péninsulaire de l'Inde, et les cartes des zones sismiques, établies par le « Bureau of Indian Standards », indiquaient que la zone du barrage avait une très faible activité sismique.

Le barrage fut conçu comme un corps rigide, avec une accélération horizontale uniforme de 0,05 g.

La partie supérieure du profil non déversant du barrage (Fig. 35) est exceptionnellement large, avec un fruit aval très raide de 0,153. L'intention initiale



The dam and reservoir are situated in the peninsular shield of India, and the seismic zoning maps prepared by the Bureau of Indian Standards showed it in a zone of very low activity.

The dam was designed as a rigid body with a uniform horizontal acceleration of 0.05 g.

The top of the non-overflow section of the dam (see Fig. 35) is unusually wide, with a very steep slope of 0.153:1 on the downstream face. The original proposal was

Fig. 35

Cross-sections of Koyna non-spillway section showing arrangement of cables

*Coupes de la section non déversante du barrage de Koyna,
indiquant la disposition des câbles de précontrainte*

Elevation
Contraction joints
Cross-section
Cable force 550 kips
Plan

*Élévation
Joints de contraction
Coupe transversale
Câble, force 550 kips (550 x 10³ livres)
Vue en plan*

était de construire le barrage en deux étapes, la première étape ayant une hauteur de 82 m environ. Cependant, alors que la construction avait dépassé la mi-hauteur, il fut décidé de construire le barrage à sa hauteur totale de 104 m en une seule étape pour satisfaire à l'augmentation rapide de la demande d'énergie et d'eau d'irrigation. La section en cours de construction fut modifiée en adoptant un fruit aval raide et une large route sur la crête, ce qui n'entraînait aucune extension au pied amont pour un séisme de 0,05 g. Comme la zone du barrage avait été considérée comme sismiquement stable, on porta peu d'attention aux faibles caractéristiques dynamiques du profil en travers.

5.5.2. Séisme de décembre 1967

Dans les premières heures du 10 décembre 1967, un sévère séisme frappa la ville de Koyna. La tour de prise d'eau, la galerie d'amenée, la cheminée d'équilibre, les puits en charge et autres galeries ne laissaient apparaître aucun dégât, mais il y avait quelques légères fissures dans l'usine hydroélectrique, qui ne furent pas jugées dangereuses. Cependant, le barrage lui-même subit des dégâts, comme l'indiquaient la rupture ou la dislocation de quelques éléments et l'augmentation de la fissuration et des fuites dans diverses zones.

5.5.2.1. Sommet du barrage

Les mouvements les plus violents se produisirent au sommet du barrage. Sur le plot 18, qui était en partie déversant et en partie non déversant, il y avait une tour de levage, de 18 m de hauteur, de conception architecturale élaborée, en ce sens que le sommet était plus large que la base. Elle était constituée d'une ossature en béton armé et de panneaux en béton préfabriqués. La plupart des panneaux préfabriqués furent délogés de la structure en béton armé, celle-ci comportant des fissures en plusieurs endroits. De même, un mur en béton armé sur le plot 24 montrait quelques dégâts.

Le pont sur l'évacuateur de crue et ses piles-supports furent sérieusement endommagés. Le pont comportait deux poutres en béton armé, en forme de T, sans poutres transversales. Il y avait une fissure longitudinale dans la dalle du tablier, de nombreuses briques de pavage sur les accotements pour piétons avaient bougé et l'appui s'était déplacé par rapport au pont.

Des accélérations d'environ 0,63 g longitudinalement, 0,49 g transversalement et 0,34 g verticalement, furent enregistrées par un sismographe situé 20 m au-dessous de la crête. Un inclinomètre et un sismomètre avaient été installés au sommet du barrage, mais ces appareils se renversèrent et ne purent fournir de données.

5.5.2.2. Parements amont et aval

Le parement aval présentait un changement de fruit, de 0,153 à 0,725, au niveau 628 m; c'est dans cette zone que furent observées des fissures horizontales et des fuites sur le parement aval des plots non déversants adjacents à l'évacuateur de crue. Il n'y avait pas de fissures verticales. Les plots déversants ne laissaient apparaître aucune fissuration.

to construct the dam in two stages, the first about 82 m high. However, when the construction had reached beyond mid-height, it was decided that the rapidly increasing demand for power and irrigation should be satisfied by constructing the dam to the full height of 104 m in the first stage. The section already under construction was modified to have a steep downstream batter and a wide roadway on top, which gave no tension at the heel for an earthquake of 0.05 g. As the area had been considered seismically stable, little notice was taken of the poor dynamic characteristics of the cross-section.

5.5.2. Earthquake of December 1967

In the early hours of 10 December 1967, a severe earthquake shook the Koyna township. The intake tower, head-race tunnel, surge system, pressure shafts and other tunnels showed no visible damage, but there was some slight cracking in the power house, which was not considered to be significant. However, the dam itself was damaged, as indicated by the collapse or dislocation of some components, and an increase in cracking and seepage at various locations.

5.5.2.1. Top of the dam

The most violent movements took place at the top of the dam. Over Block 18, which was partly overflow and partly non-overflow, there was an 18-m high hoist tower with an elaborate architectural design, in that the top was wider than the base. This had a reinforced concrete (rc) frame with precast concrete panels. Most of the precast panels were dislodged from the structure and the rc frame had cracked in several places. Similarly, a reinforced concrete wall of the control panel over Block 24 showed some damage.

The spillway bridge and supporting piers were badly damaged. The bridge was a two T-beam rc structure without cross beams. There was a longitudinal crack in the deck slab, many tiles on the footpath had shifted, and the bearing was displaced relative to the bridge.

Accelerations of about 0.63 g longitudinally, 0.49 g transversely, and 0.34 g vertically, were recorded by a seismograph located 20 metres below the crest. A tiltmeter and seismometer had been installed at the top, but these overturned and records could not be obtained.

5.5.2.2. Downstream and upstream faces

On the downstream face, there was a change in slope from 0.153:1 to 0.725:1 at El.628 m, which was where extensive horizontal cracking and seepage was observed on the downstream faces of the non-overflow blocks adjacent to the spillway. There were no vertical cracks. The spillway blocks showed no cracking.

Le parement amont fut inspecté par plongeurs utilisant une caméra de télévision. Des fissures furent relevées dans les plots 10 à 18 entre les cotes 622 m et 634 m.

5.5.2.3. Puits vertical, galeries et chambres de contrôle

Le puits vertical de l'engin de levage, donnant accès aux galeries, montrait clairement une fissuration interne, en particulier dans le plot 18. Il y avait une fissure tout autour du puits, à la cote 628 m environ, avec suintement d'eau. Des essais de coloration confirmèrent une communication entre l'eau de la retenue et ces fissures et les fissures dans les plots 16 à 18 et 25 à 27.

Des fissures fines étaient visibles sur les deux côtés de la galerie de fondation. Quelques fissures apparaissaient au coin supérieur amont de la galerie, de l'eau tombant goutte à goutte de certaines d'entre elles. Les fissures dans la galerie de visite étaient généralement sèches et moins apparentes, bien que leur configuration fût identique.

Dans la chambre de contrôle des treuils des vannes à glissières, une fissure apparaissait nettement sur le mur amont, à mi-hauteur environ, avec suintement d'eau.

5.5.2.4. Joints de contraction

Les percolations à travers les joints de contraction des plots 16 et 17, 18 et 19, 26 et 27, doublèrent presque, atteignant 273 l/min, et des épaufrures furent décelées le long des joints verticaux dans plusieurs plots. Le joint de contraction entre les plots 26 et 27 s'était resserré au sommet et élargi à la base.

5.5.2.5. Auscultation et résultats

Pour l'étude quantitative de la fissuration et du comportement dynamique du barrage, des données sur les accélérations au cours du séisme, de même que des résultats de mesures de sous-pressions, contraintes et flèches, avant et après le séisme, étaient disponibles.

5.5.3. Analyse et interprétation

Les dégâts causés par le séisme dans la région de Koyna et au barrage de Koyna conduisirent à un réexamen de la sismicité de la région et à des décisions sur les critères concernant les mesures urgentes à appliquer au barrage. La région est maintenant considérée comme zone sismique IV, avec des coefficients sismiques $a_h = 0,50$ et $a_v = 0,10$. Cependant, on pense maintenant que le séisme du 10 décembre 1967 a été induit par le remplissage de la retenue, qui débuta en 1962.

On a estimé que la magnitude du séisme de Koyna de décembre 1967 se situait dans les plages 5,9-7,5 de l'échelle de Richter, une valeur de 6,5 ayant été généralement admise.

Toutes les études effectuées, de la plus simple utilisant les principes de Stadola aux plus approfondies (méthode des éléments finis, calcul de l'évolution des

The upstream face was inspected by divers using a television camera. Cracking was reported in Blocks 10 to 18 between El. 622 m and El. 634 m.

5.5.2.3. Vertical shaft, galleries and control chambers

The vertical shaft of the hoist well, which gave access to the galleries, showed clear evidence of internal cracking, particularly in Block 18. There was a crack all around the shaft at about El. 628 m and water could be seen oozing from it. Dye tests confirmed a connection between the upstream reservoir water and these cracks and cracks in blocks 16 to 18 and 25 to 27.

There were fine cracks on both sides of the foundation gallery. Some cracks had appeared at the upstream top corner of the gallery and water was dripping from some of these. The cracks in the inspection gallery were mainly dry and less prominent although the pattern was similar.

In the control chamber for the sluice gate hoists, there was a prominent crack on the upstream wall at about mid-height, which trickled water.

5.5.2.4. Contraction joints

Seepage through the contraction joints of Blocks 16 and 17, 18 and 19, 26 and 27, almost doubled to 273 l/min, and spalling was observed along the vertical joints in many blocks. The contraction joint between Blocks 26 and 27 had narrowed at the top and widened at the bottom.

5.5.2.5. Instrumental observations and data

For the quantitative evaluation of the crack pattern and the dynamic structural behaviour of the dam, some data on accelerations during the earthquake, as well as instrumental data on uplift, stress and deflections before and after the earthquake, was available.

5.5.3. Analysis and interpretation

Observations of the earthquake damage in the Koyna region and to Koyna Dam led to a reassessment of the seismicity of the region and to decisions on the criteria for urgent remedial measures to the dam. The region is now considered to be in Seismic Zone IV, with basic seismic factors of $a_h = 0.50$ and $a_v = 0.10$. It is, however, now generally believed that the earthquake of 10th December 1967 was induced by the filling of the reservoir, which began in 1962.

The magnitude of the December 1967 Koyna earthquake has been estimated to have been in the range 5.9 to 7.5 on the Richter scale, and a value of 6.5 has been generally accepted.

All studies, from the simplest using the Stadola's principles to the most extensive ones using finite-element method and displacement time-history

déplacements dans le temps) conduisent à la même conclusion : les contraintes dynamiques les plus fortes se sont produites sur le parement aval dans la zone où le fruit passe de 0,725 à 0,153. Une forte contrainte de traction a été également détectée, au même niveau, sur le parement amont.

Les contraintes de traction estimées à partir des méthodes simples et rapides de Stadola, et correspondant à la force d'inertie dynamique due à la masse du barrage seul, sont respectivement de 4,0 et 5,5 MPa en ces points du parement amont et du parement aval. L'analyse détaillée de Chopra, qui inclut les forces statiques et dynamiques, a donné des valeurs correspondantes de 3,5 et 6,7 MPa environ. On estima que les pressions hydrodynamiques avaient augmenté ces contraintes de l'ordre de 45 %.

En adoptant pour la résistance ultime à la traction du béton une valeur de 3,5 MPa, c'est-à-dire le dixième de la résistance ultime à la compression mesurée, la défaillance des plots non déversants, à ce niveau, n'est pas surprenante.

Une analyse détaillée de la section déversante indiqua que les contraintes dynamiques dues au séisme étaient beaucoup plus basses – inférieures à 2,5 MPa – ce qui explique que ces plots furent peu fissurés.

L'augmentation soudaine des forces de cisaillement et de traction sur le parement amont fournissait une explication qualitative du type de fissuration observée à l'intérieur du barrage. L'analyse quantitative pose toujours des problèmes du fait des difficultés sérieuses à estimer le coefficient d'amortissement, spécialement après une fissuration partielle, et des incertitudes dans l'évaluation de la résistance à la traction dynamique du béton du barrage. De futures recherches sur les caractéristiques dynamiques des matériaux de barrage peuvent améliorer les connaissances dans ce domaine.

5.5.4. Mesures correctives

5.5.4.1. Mesures correctives provisoires

Les mesures définitives de renforcement du barrage auraient demandé deux années ou plus, et il fut donc nécessaire d'appliquer des mesures provisoires pour assurer la sécurité dans toute la mesure du possible. La production d'énergie devait continuer, de sorte que le niveau de la retenue devait être maintenu bien au-dessus de la galerie d'amenée.

En ce qui concerne les mesures correctives provisoires, les décisions suivantes furent prises :

1. Il n'était pas nécessaire de renforcer les sections déversantes qui montraient peu de détérioration.
2. Dans les sections non déversantes, les détériorations les plus importantes se situaient au niveau du changement de pente, où l'analyse indiquait de fortes contraintes dynamiques et un coefficient de sécurité au cisaillement minimal; pour ces sections, les fissures seraient obturées par une injection à base de résine époxyde, la partie supérieure des plots étant précontrainte au moyen de câbles, comme indiqué sur la Fig. 35.

computations, lead to the same conclusion - that the highest dynamic stresses occurred at the downstream face where the slope changes from 0.725:1 to 0.153:1. A high tensile stress also occurred at the same level on the upstream face.

Estimates of the tensile stresses at these upstream and downstream points for the dynamic inertia load due to the mass of the dam alone, using the Stadola's rapid and simple methods, gave values of about 4.0 and 5.5 MPa respectively. Chopra's detailed analysis, which includes the static as well as dynamic forces, gave corresponding values of about 3.5 and 6.7 MPa. Hydrodynamic pressures were estimated to have increased these stresses by about 45 %.

Taking the ultimate tensile strength of the concrete as 3.5 MPa, i.e. one tenth of the measured ultimate compressive strength, it is not surprising that the non-overflow blocks failed at this level.

Detailed analysis of the overflow section showed that the dynamic stresses due to earthquake were much lower - less than 2.5 MPa, which explains why these blocks suffered little cracking.

The sudden increase of the shearing forces, and tension on the upstream face, offered a qualitative explanation of the type of cracking observed in the interior of the dam. Quantitative analysis is still a problem because of the serious difficulties in estimating the damping factor, particularly after partial cracking, and the uncertainty in evaluating the dynamic tensile strength of the dam concrete. Future research into the dynamic characteristics of dam material may throw more light on this.

5.5.4. Remedial measures

5.5.4.1. Temporary remedial measures

Permanent measures to strengthen the dam would have taken two years or more, so it was necessary to resort to temporary measures to ensure as much security as possible. The power supply had to be continued, so the reservoir level needed to be maintained well above the head-race tunnel.

For temporary remedial measures, the following decisions were taken :

1. It was not necessary to strengthen the overflow sections, which showed little distress.
2. In the non-overflow sections the greatest distress was at the level of the change of slope, where analysis showed high dynamic stresses and the shear friction factor of safety to be the minimum, the cracks would be sealed by epoxy resin grouting, and the top portion of the blocks prestressed with cables as shown in Fig. 35.

La mise en place de ces câbles avait un double objectif : augmenter les contraintes normales et donc la résistance au cisaillement; ancrer la partie supérieure du plot au corps principal du barrage et, ainsi, réduire les déplacements. La proposition initiale était d'ancrer les câbles dans la fondation, mais, compte tenu du temps très court dont on disposait, on décida d'ancrer les câbles à un niveau intermédiaire dans le corps du barrage. Le câble amont appliquerait une précontrainte d'autant plus efficace qu'il serait situé le plus à l'amont possible, mais cela introduirait probablement des contraintes de traction sous la zone d'ancrage. Après un certain nombre d'essais, sur des modèles en micro-béton et photo-élastique, une distance optimale de trois mètres par rapport au parement amont fut déterminée.

5.5.4.2. Mesures correctives définitives

La précontrainte au moyen de câbles était faible et ne pouvait être considérée comme une solution définitive. Deux solutions furent étudiées pour la réparation définitive. La première consistait à appuyer le parement aval du barrage contre un remblai en terre ou enrochement. Cette solution fut écartée, les raisons étant qu'il serait difficile de se rendre compte des conditions de raccordement entre le remblai et le béton, et que le comportement d'un tel barrage composite sous les charges sismiques serait difficile à estimer. La deuxième solution, qui fut celle définitivement adoptée, consistait à appuyer le parement aval de la section non déversante contre un contrefort en béton.

Un certain nombre d'études furent effectuées sur divers types de modèles mathématiques et physiques. Au stade de l'étude préliminaire, une méthode expérimentale rapide, basée sur l'analogie statique de Stadola, fut utilisée pour déterminer les formes modales et les fréquences. La méthode des spectres de réponse, associée à la méthode photo-élastique, fut adoptée ultérieurement pour obtenir les contraintes. Le projet définitif fut basé sur des travaux japonais, dans lesquels les fréquences et les formes modales des divers plots sont déterminées au moyen de modèles en gélatine sur table vibrante.

La force sismique horizontale agissant sur le plot à un certain niveau était obtenue en multipliant l'accélération de réponse par la masse équivalente. Les moments de flexion et les contraintes de cisaillement étaient calculés par les méthodes classiques. Lorsque les valeurs calculées étaient comparées avec les résultats tirés de la méthode traditionnelle, on constata que l'état des contraintes dans le barrage pouvait être reproduit approximativement en adoptant un coefficient transversal uniformément réparti de 0,5. Si la contrainte de compression au cours d'un séisme était bien au-dessous de la résistance ultime du béton (17,5 à 22,5 MPa), la contrainte de traction, par contre, dépassait 4,0 MPa, même avec un facteur d'amortissement aussi élevé que 12 %. Cela dépassait de beaucoup la résistance à la traction prévue, mais le barrage s'était bien comporté, en dehors des détériorations au niveau du changement de pente; aussi, fut-il décidé d'utiliser la méthode classique de conception avec un coefficient sismique uniforme de 0,15 à 0,20. Cette décision était fondée sur des observations faites sur divers barrages au Japon et sur une étude des dégâts survenus au barrage de Koyna.

La section modifiée du barrage est représentée sur la Fig. 36.

These cables would serve the double function of increasing the normal stress, thus increasing the shear resistance, and of anchoring the top portion of the block to the main body, so preventing large displacements. The initial proposal was to anchor the cables in the foundation, but as the available time was too short, it was decided to anchor the cables at an intermediate level in the body of the dam. The upstream cable would be most effective in stressing the upstream face if it were located as far upstream as possible, but this was likely to introduce tensile stresses below the anchor zone. After a number of tests, on both micro-concrete and photo-elastic models, an optimum distance of three metres from the upstream face was determined.

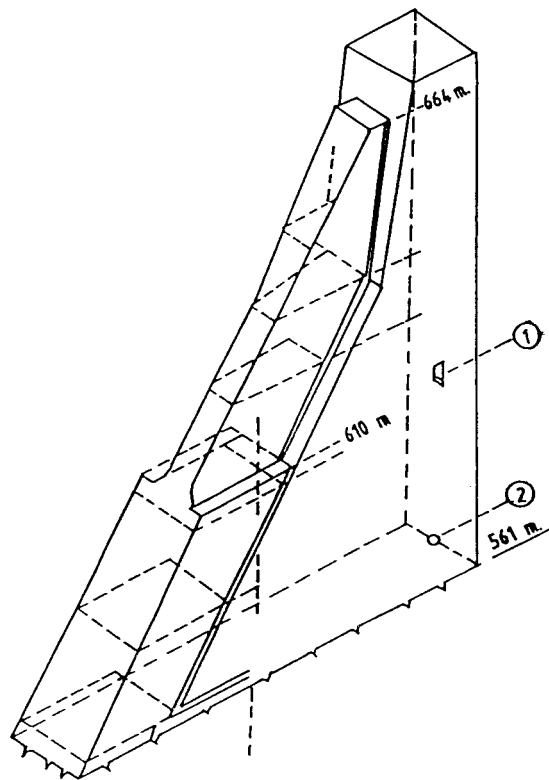
5.5.4.2. *Permanent remedial measures*

The prestress from the cables was small and could not be considered a final solution. Two alternatives were investigated for the permanent solution. The first was to back the downstream face of the dam by earth or rockfill. This was rejected on the grounds that the conditions at the interface of the rock and the concrete could not be easily visualised and the behaviour of such a composite dam under earthquake loads would be very difficult to estimate. The second alternative, and the solution finally adopted, was to back the downstream face of the non-overflow section with a concrete buttress.

A number of studies were carried out using various types of mathematical and physical models. At the initial design stage, a rapid experimental method, based on Stadola's static analogue, was used to determine the mode shapes and frequencies. The response spectra method, in conjunction with a photo-elastic method, was used later to obtain the stresses. The final design was based on Japanese work, in which the frequency and mode shapes of various blocks are determined by vibrating gelatine models on a shaking table.

The horizontal seismic force that acts on the block at any elevation was obtained by multiplying the response acceleration by the equivalent mass. Bending moments and shear stresses were calculated by traditional methods. When the computed values were compared with the traditional method, it was found that the stress condition in the dam could be reproduced approximately by adopting a uniformly distributed transverse coefficient of 0.5. Although the compressive stress during an earthquake was well within the ultimate strength of the concrete (17.5 to 22.5 MPa), the tensile stress exceeded 4.0 MPa, even after taking a damping factor as high as 12 %. This was much more than the expected tensile strength, but the dam had stood well except for the distress at the level of the change in slope, so it was decided to use the conventional method of design with a uniform seismic coefficient of 0.15 to 0.20. This decision was based on observations of various dams in Japan, and on an assessment of the damage that had occurred in the Koyna Dam.

The redesigned section of the dam is shown in Fig. 36.



5.6. TRAITEMENT DE FISSURES CAUSÉES PAR UNE RÉACTION ALCALI-SILICE - ÉVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE KAMBURU, KENYA (1)

5.6.1. Description du barrage

L'aménagement hydroélectrique de Kamburu est situé sur la rivière Tana, à 150 km environ au nord-est de Nairobi, Kenya. Il comprend un barrage en enrochement, une usine souterraine et les ouvrages annexes habituels.

L'évacuateur de crue en béton est implanté sur l'appui rive droite du barrage, en travers d'un canal de 50 m de largeur excavé dans le rocher. D'une largeur de 50,5 m, il comprend un seuil massif, d'une hauteur maximale de 17,5 m, et quatre piles. Les piles extérieures ont deux mètres d'épaisseur et les piles intérieures trois mètres. L'évacuateur est équipé de trois vannes-segment, d'une capacité totale d'évacuation de 4 500 m³/s (Fig. 37). L'évacuateur se raccorde, côté rive gauche, à un local de stockage des batardeaux et de contrôle, et, côté rive droite, à un local servant de stockage des batardeaux et d'entrepôt.

La production d'énergie commença en 1974 et l'aménagement fonctionna comme prévu jusqu'en 1982.

(1) Par Dr. G. P. Sims, Engineering and Power Development Consultants, Royaume-Uni.

Fig. 36
Modified section of Koyna Dam
Section modifiée du barrage de Koyna

5.6. TREATMENT OF CRACKS CAUSED BY ALKALI-SILICA REACTION - KAMBURU DAM SPILLWAY, KENYA (1)

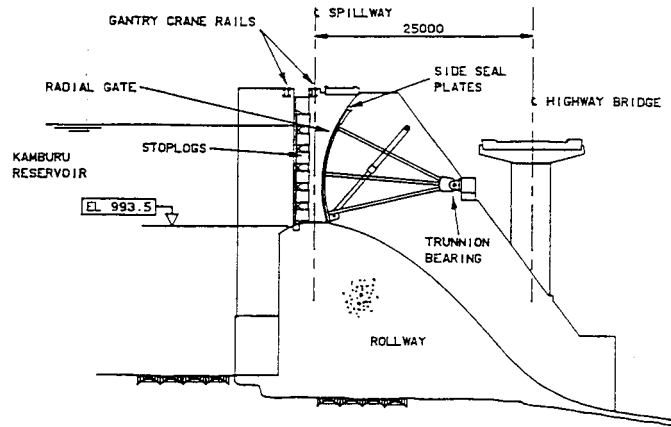
5.6.1. Description of dam

Kamburu hydro-electric Project is located on the Tana River, some 150 km north-east of Nairobi, Kenya. It consists of a rockfill dam, an underground powerhouse and the usual ancillary structures.

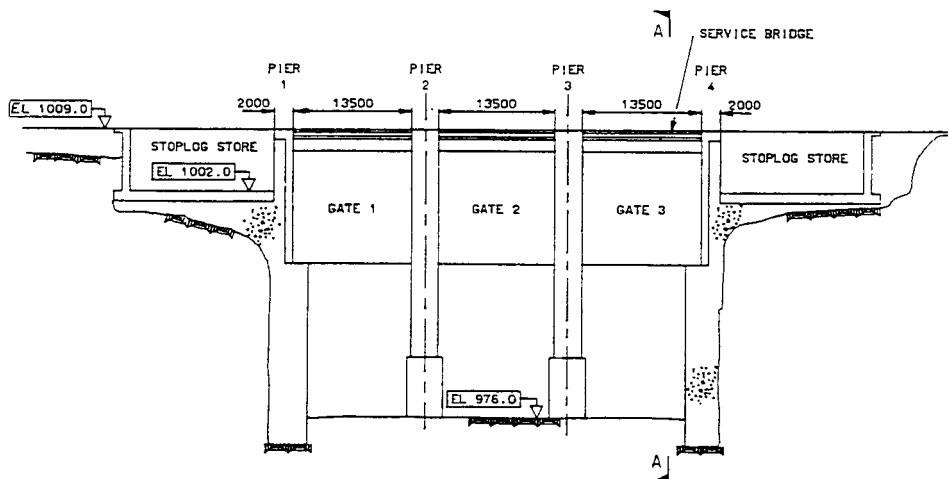
The concrete spillway is situated on the right abutment of the dam, across a 50-m wide channel excavated in rock. It is 50.5 m wide with a massive rollway base block, a maximum of 17.5 m deep, constructed with four piers. The outer piers are two metres wide and the inner piers three metres wide. There are three radial gates, designed to discharge a total of 4 500 cumecs (see Fig. 37). The spillway is bounded on the left by an abutment housing a stop-log store and control, and on the right by an abutment containing a stop-log store and storeroom.

Power generation began in 1974 and the project performed as expected until 1982.

(1) By Dr. G. P. Sims, Engineering and Power Development Consultants, UK.



SECTION A - A



5.6.2. Problèmes

En septembre 1982, on observa un mouvement relatif entre la pile 1 et le local adjacent de stockage des batardeaux.

En 1984, le mouvement de la pile 1 vers l'intérieur de l'évacuateur de crue fut suffisant pour fermer les jeux de 10 mm entre la vanne 1 et les piles 1 et 2. Il fut impossible de faire fonctionner la vanne et l'on craignait un flambage de celle-ci si le mouvement de la pile 1 se poursuivait.

La pile 4 risquait également de bloquer la vanne 3, de sorte que la sécurité de fonctionnement de l'évacuateur de crue n'était pas assurée. Les mouvements horizontaux et verticaux entre l'appui rive gauche et les piles apparurent être en relation avec les variations du niveau de la retenue.

Fig. 37

Cross-section and upstream elevation of Kamburu Dam spillway
Coupe transversale et élévation amont de l'évacuateur de crue du barrage de Kamburu

Spillway	<i>Évacuateur de crue</i>
Gantry crane rails	<i>Rails du portique de manœuvre</i>
Radial gate	<i>Vanne segment</i>
Side seal plates	<i>Plaques d'étanchéité latérales</i>
Highway bridge	<i>Pont routier</i>
Stoplogs	<i>Batardeaux</i>
Kamburu reservoir	<i>Retenue de Kamburu</i>
Trunnion bearing	<i>Appui du tourillon</i>
Rollway	<i>Seuil</i>
Service bridge	<i>Pont de service</i>
Pier (1, 2, 3, 4)	<i>Pile (1, 2, 3, 4)</i>
Stoplog store	<i>Stockage desatardeaux</i>
Gate (1, 2, 3)	<i>Vanne (1, 2, 3)</i>

5.6.2. Problems

In September 1982, relative movement was observed between Pier 1 (the left-hand pier) and the adjacent stop-log store.

By 1984, the inward movement of Pier 1 was sufficient to close the 10 mm gaps between each side of Gate 1 and Piers 1 and 2. It was not possible to operate the gate and there was concern that it might be buckled by further movement of Pier 1.

There was also concern that Pier 4 might cause Gate 3 to jam, so that the spillway was unable to operate safely. The horizontal and vertical movements between the left abutment and piers appeared to relate to the rise and fall in the reservoir level.

Chaque année, le déplacement vertical augmentait de 1 à 2 mm, et le déplacement horizontal de 4 mm environ. Le béton de la pile 1 montrait, en particulier, une importante fissuration à proximité du tourillon de la vanne 1. Les percolations à travers l'appui rive gauche de l'évacuateur de crue augmentaient.

Un programme de surveillance approfondie et de forages de reconnaissance fut mis en œuvre à la fin de l'année 1984.

Le déplacement de la pile 1 augmentait de zéro, à son raccordement avec le seuil, à environ 40 mm, au niveau de la base du local d'appui, soit à 60 % environ de la hauteur de la pile, puis diminuait jusqu'à 20 mm environ au sommet de la pile. La pile 4 avait des déformations identiques, mais d'amplitude deux fois moindre. Les piles 2 et 3 ne montraient aucune déformation.

L'analyse indiqua que les déformations mesurées, en considérant un domaine élastique, auraient nécessité une charge totale atteignant 100 000 kN. Des coins rocheux fournissant une telle force auraient pu être identifiés, mais cela était à la limite de la crédibilité.

Dix forages de reconnaissance, d'une longueur totale de 170 m, furent exécutés dans les appuis rive gauche et rive droite, associés à des essais mécaniques, chimiques et de pression d'eau.

Des veines d'opale furent découvertes dans le rocher de fondation et les reconnaissances confirmèrent que le béton subissait une réaction alcali-silice. Il y avait une forte réaction entre le ciment et l'opale, et une réaction plus faible avec le quartz déformé situé dans le gneiss métamorphique de la fondation rocheuse.

Il fut admis qu'une grande partie de la fissuration dans l'évacuateur de crue n'était pas due à la réaction alcali-silice, mais au retrait plastique, au tassement plastique, au retrait thermique et au retrait hydraulique.

La fissuration causée par la réaction alcali-silice concernait des coulées de béton particulières et était plus sévère dans les zones où de l'eau externe avait pénétré dans le béton. La qualité du béton était bonne; l'opale représentait 1 % des granulats.

Les conclusions suivantes furent tirées :

1. Le mouvement de la pile 1 était en accord avec les forces d'expansion engendrées par la réaction alcali-silice. La cause principale de cette réaction était la présence d'opale dans les granulats grossiers.

2. L'existence d'un coin rocheux ou une rupture au sommet de la masse rocheuse, derrière les piles 1 et 4, était peu probable.

3. Le mouvement observé sur le local de stockage des batardeaux, rive gauche, pouvait être expliqué de façon satisfaisante par le tassement d'une faille étendue sous-jacente. La pression de soulèvement due au gonflement de l'argile associée à la faille, ainsi que le tassement des matériaux de remplissage déformables, étaient d'autres facteurs intervenant dans le mouvement.

4. Le tassement plastique, le retrait plastique et le retrait hydraulique ont contribué à la fissuration. Bien que non reliées à la réaction alcali-silice, ces fissures permettent la pénétration d'humidité nécessaire au développement de la réaction. Elles donnent aussi l'impression que la fissuration due à la réaction alcali-silice est plus étendue qu'elle n'est en réalité.

The vertical displacement was increasing by between 1 and 2 mm per year, and the horizontal displacement by about 4 mm per year. The concrete in Pier 1, in particular, showed extensive cracking in the vicinity of the trunnion for Gate 1. Seepage through the left abutment of the spillway was increasing.

A programme of detailed survey work and exploratory drilling was put in hand in late 1984.

The displacement of the surface of Pier 1 increased from zero at the rollway to about 40 mm at the level of the base of the abutment structure, some 60% of the height of the pier, before reducing to about 20 mm at the top of the pier. Pier 4 showed similar deformations, but with about half the magnitude. Piers 2 and 3 showed no deformation.

Structural analysis showed that the measured deformations, if caused by elastic loading, would require a total loading of up to 100 000 kN. Rock wedges to provide this force could be identified, but they were at the limit of credibility.

Ten investigatory holes, with a total length of 170 m, were drilled in the left and right abutments, and associated water pressure, mechanical and chemical tests made.

Opal veins in the bedrock were discovered, and it was confirmed that the concrete was suffering from alkali-silica reaction (ASR). There was a strong reaction between cement and the opal, and a lesser reaction with the strained quartz found in the metamorphic gneiss of the bedrock.

A significant proportion of the cracking in the spillway was considered not to be caused by ASR, but by plastic shrinkage, plastic settlement, early thermal contraction and drying shrinkage.

The distribution of ASR cracking related to individual pours and was more severe where external water had access to the concrete. The concrete quality was good; the distribution of opal was about 1 % of the aggregate.

The following conclusions were drawn :

1. The movement of Pier 1 was consistent with expansive forces generated by ASR. The primary cause of ASR was opal in the coarse aggregate.

2. There was not a high likelihood of a wedge or topping failure of the rock masses behind Piers 1 and 4.

3. The observed movement of the left stop-log store could be explained satisfactorily by settlement within an extensive fault underlying it. Heave pressure in swelling clay associated with the fault was an additional potential contributor, as was settlement of collapsible soil infill.

4. Plastic settlement, plastic shrinkage and drying shrinkage had contributed to the cracking. Although unrelated to ASR, these cracks assist the entry of the moisture necessary for its progress. They also give the impression that ASR cracking is more extensive than it actually is.

5.6.3. Réparations

Des réparations furent exécutées entre avril 1985 et janvier 1986, avec quatre objectifs principaux :

1. Maîtriser et surveiller les effets de la réaction alcali-silice :
 - en réduisant la quantité d'eau pénétrant dans le béton, au moyen d'injection, de réparation des fissures, d'étanchement de surface et d'amélioration du drainage;
 - en surveillant l'évolution de la réaction, par l'installation d'un réseau satisfaisant d'appareils de mesure.
2. Remettre en service la vanne 1 :
 - en décoincant la vanne et en remplaçant les étanchéités;
 - en ajustant la largeur de la vanne et en rétablissant les surfaces assurant l'étanchéité, de façon à obtenir une ouverture ayant des côtés latéraux parallèles et une largeur légèrement réduite;
 - en ajustant les appuis des tourillons.
3. Soutenir les coins rocheux susceptibles d'exister derrière les piles 1 et 4, afin de réduire la charge sur les piles affectées par la réaction alcali-silice :
 - en installant 15 tirants de précontrainte dans la roche de l'appui rive gauche et 9 tirants dans la roche de l'appui rive droite (les tirants ont une capacité de 1 200 kN, mais sont chargés à 50 % de leur capacité pour permettre un futur ajustement);
 - en installant des appareils de mesure pour connaître l'étendue et la nature des coins dans la masse rocheuse.
4. Exécuter d'autres travaux, comprenant :
 - l'amélioration du drainage en surface;
 - l'amélioration de l'étanchéité du pont routier adjacent;
 - l'installation d'échelles d'accès et de plates-formes pour l'inspection;
 - la réfection des joints du béton endommagés;
 - la réparation du radier du bassin d'amortissement.

5.6.4. Comportement

L'évacuateur de crue fonctionna sans incident jusqu'en 1991, où il devint évident que la vanne 3 se coinçait en position fermée. Les appareils de mesure confirmèrent que la réaction alcali-silice continuait à se manifester.

Le gonflement global mesuré sur l'ouvrage est inférieur à 1,5 mm/m. L'intégrité structurale n'est pas immédiatement menacée. La poursuite de la réaction a principalement des effets sur l'alignement et les jeux du matériel mécanique. Des modifications de la vanne 3 sont prévues dans le programme de gestion des ouvrages.

5.6.5. Références

- 5.6.1. SIMS, G.P. and EVANS, D.E., Alkali-Silica Reaction : Kamburu Spillway, Kenya, case history, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 88, December 1988, pp. 1213-1235.

5.6.3. Remedial works

Remedial works were carried out between April 1985 and January 1986 with four major objectives :

1. To contain and monitor the effects of ASR by :
 - minimising the volume of water gaining access to the concrete by grouting, crack repairs, surface waterproofing and improved drainage;
 - monitoring the progress of the reaction by installing comprehensive instrumentation.
2. To reinstate Gate 1 by :
 - releasing the gate and replacing seals;
 - trimming its width and building up the sealing surfaces to provide a parallel-sided opening of slightly reduced width;
 - adjusting the trunnion bearings.
3. To support potential rock wedges behind Piers 1 and 4, to reduce the load on the ASR-affected piers, by :
 - installing 15 prestressed rock anchors in the left abutment and nine in the right (the anchors have a capacity of 1 200 kN, but are loaded to 50 % capacity to allow for future adjustment);
 - installing instruments to assist in defining the extent and nature of the wedges in the rock mass.
4. To undertake further work, including :
 - improving surface drainage;
 - improving the waterproofing of the adjacent highway bridge;
 - providing extensive access ladders and platforms for inspection;
 - reinstating damaged concrete joints;
 - repairing the floor of the stilling basin.

5.6.4. Performance

The spillway operated without incident until 1991, when it became clear that Gate 3 was becoming jammed in the closed position. Instrumentation confirmed that the alkali-silica reaction was continuing to develop.

The expansion, measured over the structure as a whole, is less than 1.5 mm/m. The structural integrity of the spillway is not immediately threatened. The principal effects of the continuing reaction are on the alignment and clearances of mechanical equipment and plant. Modifications to Gate 3 are planned within an on-going programme for managing the structure.

5.6.5. References

- 5.6.1. SIMS, G.P. and EVANS, D.E., Alkali-Silica Reaction : Kamburu Spillway, Kenya, case history, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 88, December 1988, pp. 1213-1235.

5.7. ÉTANCHEMENT DU PAREMENT AMONT - BARRAGE DE PRACANA, PORTUGAL (1)

5.7.1. Description du barrage

Le barrage de Pracana fait partie d'un aménagement d'Électricité du Portugal, situé sur la rivière Ocreza, affluent du Tage. Il s'agit d'un barrage à contreforts, à tête en forme de diamant, ayant une hauteur maximale de 65 m et une longueur de 240 m en crête dont la cote est 115 m au-dessus du niveau de la mer. Les joints entre les 12 contreforts ont 12 m d'entre-axe (Fig. 38).

5.7.2. Problèmes

Des fissures se formèrent dans le barrage peu de temps après la construction, conduisant à des fuites sur le parement aval. On essaya de réduire les fuites par injection de produits organiques dans les fissures, mais cette réparation ne s'avéra pas durable.

Une étude approfondie fut effectuée pendant plusieurs années pour déterminer la cause de la fissuration. Elle permit de conclure que le gonflement du béton était un facteur important, mais la cause du gonflement ne put être complètement expliquée.

5.7.3. Réparations

Une solution pragmatique fut adoptée, impliquant une série étendue de mesures correctives :

- Consolidation de la fondation pour prévenir les tassements différentiels, cause de fissures dans les contreforts.
- Étanchement du parement amont, depuis la cote 114,4 m jusqu'à la plinthe, au moyen d'une géomembrane composite scellée sur tout le périmètre, un drainage étant installé derrière la membrane étanche pour recueillir et évacuer l'eau de saturation du béton et les fuites éventuelles à travers la membrane. La surface à étancher était de 8 000 m² environ.
- Étanchement de la cavité dans la partie supérieure de la plinthe, où les tuyaux de drainage du parement amont et de la plinthe sont situés, en utilisant une géomembrane scellée sur tout le périmètre.
- Injection entre la plinthe et la fondation rocheuse pour réduire les percolations dans la fondation.
- Construction d'entretoises entre les contreforts au niveau de la fondation.
- Injection des fissures avec du coulis de ciment.
- Injection à base de résine de certaines zones pour améliorer l'intégrité du béton.

Le présent exemple traite essentiellement de l'installation de la membrane étanche.

(1) Par A. M. Scuro, CARPI s.r.l., Italie.

5.7. UPSTREAM FACE WATERPROOFING - PRACANA DAM, PORTUGAL (1)

5.7.1. Description of dam

Pracana Dam is part of an installation for Electricidade de Portugal on the Ocreza River, a tributary of the river Tagus. It is a diamond-head buttress dam with a maximum height of 65 m and a crest length of 240 m at an elevation of 115 m above sea level. Joints between the 12 buttresses are at 12-m centres (see Fig. 38).

5.7.2. Problems

Cracks formed in the dam soon after construction, causing leakage at the downstream face. An attempt was made to reduce leakage by organic grouting of the cracks, but this did not prove to be durable.

An extensive study was carried out over a period of years to try to determine the cause of the cracking. It was concluded that concrete expansion was a major factor, but the reasons for this could not be fully explained.

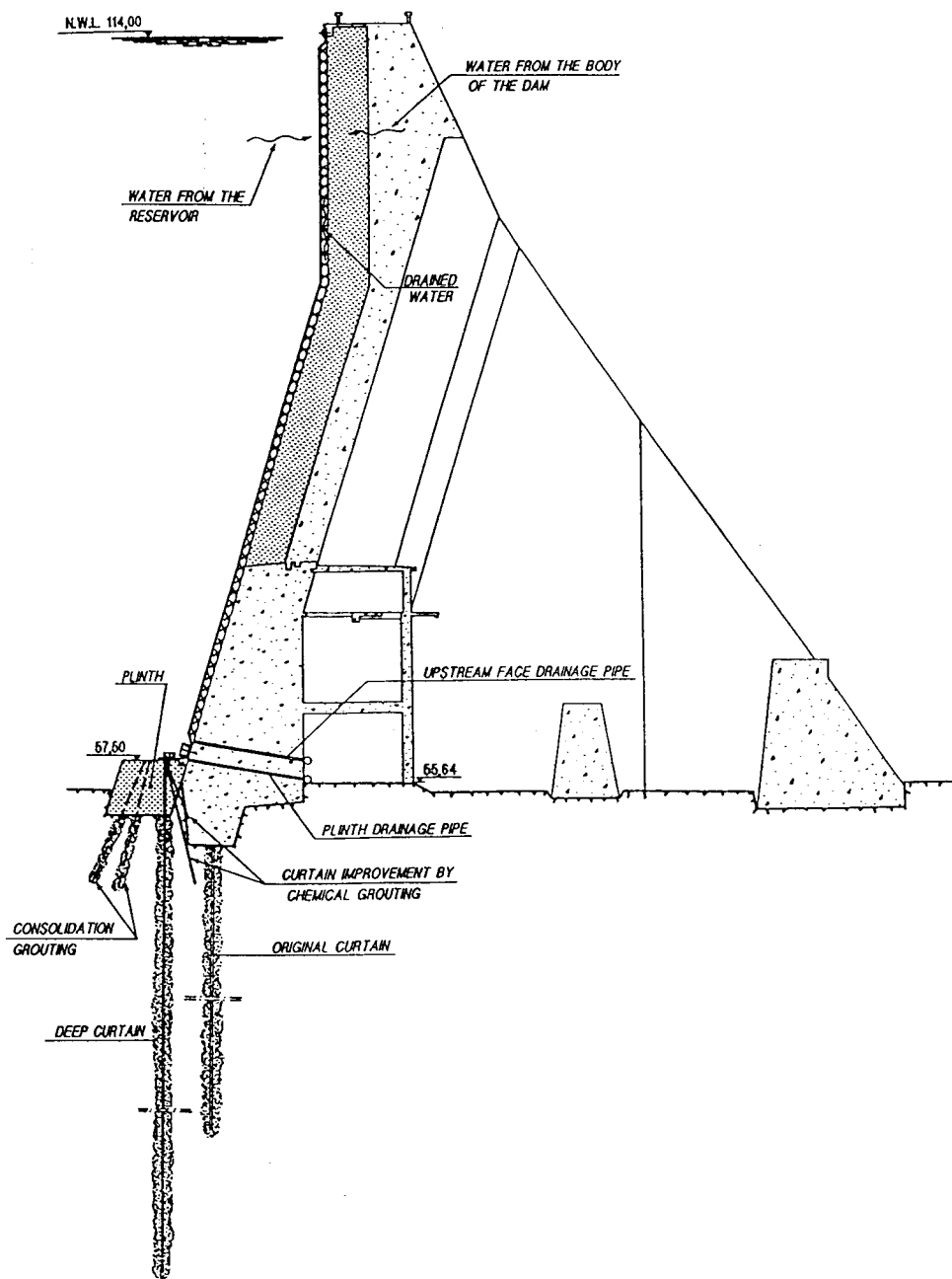
5.7.3. Remedial works

A pragmatic solution was adopted involving an extensive series of remedial measures :

- Consolidate the foundation to prevent differential settlement, which had caused cracks in the buttresses.
- Waterproof the upstream face, from level 114.4 m down to the plinth, with a geo-composite sealed all round its perimeter, and provide drainage behind the waterproof barrier for moisture from the concrete and from any leakage through the waterproofing. The area of the surface to be waterproofed was about 8 000 m².
- Waterproof the cavity in the upper part of the plinth, where the drainage pipes for the upstream face and the plinth are located, using a geo-membrane sealed all round its perimeter.
- Pressure grout between the plinth and the foundation rock to reduce seepage underneath the foundation.
- Construction of struts between buttress webs at foundation level.
- Grouting of cracks with cement grout.
- Mass resin grouting of selected areas to improve integrity of concrete.

This case study considers in particular the installation of the waterproof membrane.

(1) By A. M. Scuero, CARPI s.r.l., Italy.



Une membrane étanche fut installée de la crête du barrage jusqu'à la plinthe de fondation. Ce dispositif empêche le contact direct de l'eau avec le corps du barrage, la seule résistance nécessaire étant celle vis-à-vis des forces statiques. Le dispositif d'étanchéité est souple et conçu pour absorber tous mouvements au droit des joints de dilatation et des anciennes et nouvelles fissures.

Pour augmenter la capacité de drainage, une géogrille en polyéthylène à haute densité fut fixée par goujons et rondelles sur toute la surface du parement amont.

Fig. 38

Cross-section of Pracana Dam showing waterproofing
Coupe transversale du barrage de Pracana montrant l'étanchement

NWL 114.00 m	<i>Niveau normal de retenue 114,00 m</i>
Water from the reservoir	<i>Eau provenant de la retenue</i>
Water from the body of the dam	<i>Eau provenant du corps du barrage</i>
Drained water	<i>Eau drainée</i>
Plinth	<i>Plinthe</i>
Upstream face drainage pipe	<i>Tuyau de drainage du parement amont</i>
Plinth drainage pipe	<i>Tuyau de drainage de la plinthe</i>
Curtain improvement by chemical grouting	<i>Amélioration du rideau d'étanchéité par injection chimique</i>
Consolidation grouting	<i>Injection de consolidation</i>
Original curtain	<i>Rideau d'étanchéité originel</i>
Deep curtain	<i>Rideau d'étanchéité profond</i>

A waterproof barrier was provided from the crest of the dam to beneath the foundation plinth. This prevents water making direct contact with the body of the dam, which now only needs to resist static forces. The waterproofing system is flexible and designed to absorb any movements at expansion joints and at any old or new cracks.

To increase the drainage capacity, a high density polyethylene geo-net was attached by dowels and washers to the whole surface of the upstream face. This geo-

Cette géogridde est un polymère de polyéthylène à haute densité, avec incorporation de noir de carbone, présentant une stabilité vis-à-vis des rayons UV, avec une maille en forme de diamant, de 4 mm d'épaisseur, de 1 000 g/m² de poids unitaire.

Pour faciliter l'acheminement de l'eau drainée vers les tuyaux de drainage, une géogridde supplémentaire fut installée sur une hauteur de 1 m environ au-dessus du pied amont du barrage. Cette géogridde est constituée du même matériau que celle précitée, mais son épaisseur est de 5 mm et son poids unitaire de 750 g/m².

La couche étanche est en PVC, comportant un géotextile en polyester pur lié thermiquement sur un côté au cours de l'extrusion. La couche en PVC a une épaisseur de 2,5 mm et un poids de 3 250 g/m², la couche de géotextile une épaisseur de 1,5 mm et un poids de 500 g/m².

La géomembrane composite a été fabriquée sous forme de rouleaux d'au moins 2,05 m de largeur; pour éviter les soudures horizontales, chaque rouleau est suffisamment long pour couvrir toute la hauteur du parement amont sur lequel il doit être installé.

Les bandes de géotextile sont ancrées au parement du barrage au moyen de doubles profilés verticaux, en acier inoxydable, de 1,85 m d'entre-axe (Fig. 39). Le profilé intérieur a une section en forme de U, avec deux petites ailes, et est en acier inoxydable de 1,5 mm d'épaisseur. Le profilé extérieur en acier inoxydable, de 2 mm d'épaisseur, s'emboîte au-dessus du précédent, ses petites ailes se repliant vers l'intérieur.

Les deux profilés sont fixés au béton, à des intervalles de 400 mm, au moyen d'une tige filetée, d'un manchon fileté à tête hexagonale et d'un écrou à tête plate. En plus de l'ancrage au parement du barrage, ces dispositifs relient les deux éléments en acier, et scellent, positionnent et mettent en tension la géomembrane composite entre les deux profilés.

Les profilés constituent également un dispositif de drainage de surface, à la pression atmosphérique, pour l'eau de percolation derrière la membrane étanche. L'eau est acheminée vers les tuyaux de drainage au pied amont du barrage.

Les ancrages sont protégés par une bande en PVC, de 400 mm de largeur et 2,5 mm d'épaisseur, qui recouvre le profilé extérieur en acier inoxydable et est soudée à chaud à la géomembrane composite. Cette bande a les mêmes caractéristiques que le PVC de la géomembrane composite, mais ne contient pas de géotextile.

Aucun profilé n'existe près des joints verticaux, de façon que tout mouvement dans ces joints puisse s'effectuer librement. Les profilés verticaux sont constitués de tronçons de 1,40 m de longueur, avec des entailles pour l'ancrage des tiges filetées, de sorte que tout mouvement causé par l'ouverture d'une fissure horizontale sera pris par l'élasticité de la membrane et par le glissement des profilés sur les tiges.

Au changement de pente au niveau 94,5 m et à d'autres changements de direction, la membrane est fixée par un profilé en acier inoxydable, de 50 mm de largeur et 3 mm d'épaisseur, ancré au béton par des boulons. Ces profilés sont recouverts d'une bande en PVC, de 150 mm de largeur et 2,5 mm d'épaisseur.

La membrane est fixée sur tout son périmètre par un profilé en acier inoxydable, ancré à la paroi de béton par des boulons scellés au moyen d'un produit chimique et situés à des intervalles de 150 mm (Fig. 40).

net is a black HDPE polymer, UV stabilised, with a diamond-shaped mesh, 4 mm thick and weighing 1 000 g/m².

To help convey drained water to the drainage pipes, an additional geo-net was installed over a height of about 1 m above the heel of the dam. This is of a similar material, but 5 mm thick and weighing 750 g/m².

The waterproofing layer is PVC with a pure polyester geo-textile heat-bonded on one side during extrusion. The PVC layer is 2.5 mm thick and weighs 3 250 g/m², the geo-textile layer is 1.5 mm thick and weighs 500 g/m².

The geo-composite was manufactured in rolls at least 2.05 m wide and, to avoid horizontal welds, each roll was long enough to cover the whole height of the upstream face where it was to be installed.

The geo-textile strips are anchored to the face of the dam by vertical, stainless steel double profiles at 1.85 m centres (see Fig. 39). The inner profile has a U-shaped section with two small wings, made of 1.5-mm thick stainless steel. The outer profile, of 2-mm thick stainless steel, fits over this and has small wings that bend inwards.

The two profiles are fixed to the concrete, at about 400 mm centres, by a threaded rod, a hexagon-headed threaded sleeve and a flat-headed screw. In addition to anchoring the system to the face of the dam, these devices connect the two steel components, and seal, position and pretension the geo-composite between the two profiles.

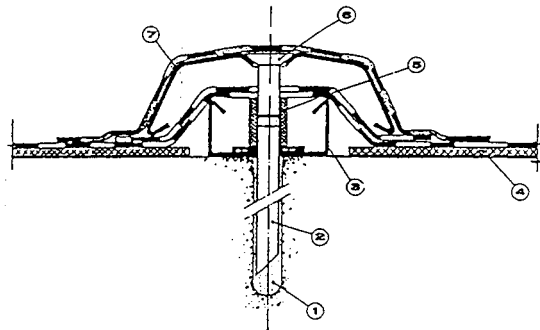
The profiles also act as a surface drainage system, at atmospheric pressure, for any infiltration water behind the waterproofing membrane. The water is conveyed to the drainage pipes at the heel of the dam.

The anchorages are covered by a PVC strip, 400 mm wide by 2.5 mm thick, that covers the external stainless steel profile and is heat-welded to the geo-composite. This strip has the same characteristics as the PVC of the geo-composite, but has no geo-textile.

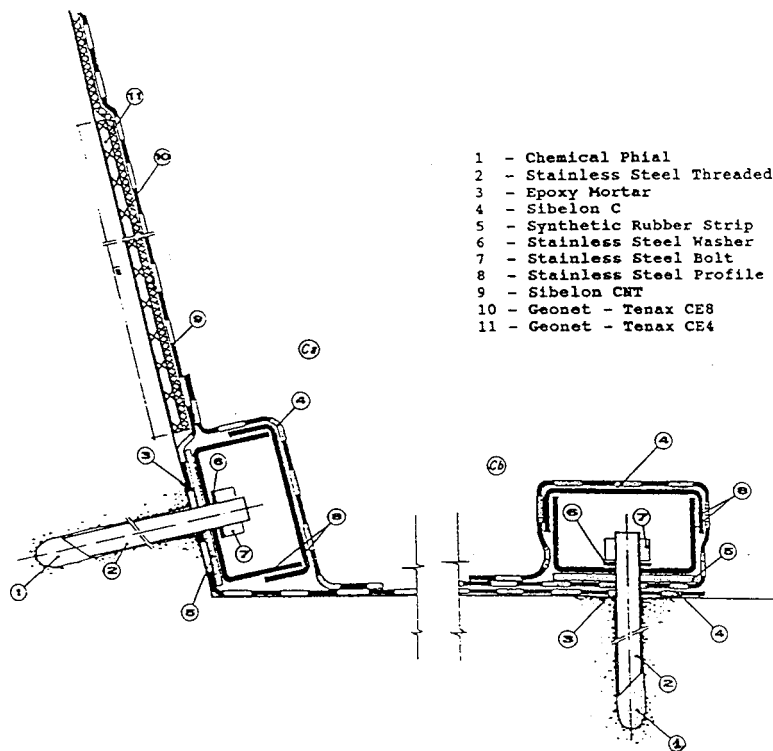
No profiles are located close to the vertical joints, so that any movements in these joints are accommodated. The vertical profiles are in 1.40 m lengths, with slots for the threaded rod anchorages, so that any movement caused by the opening of horizontal cracks is taken up by the elasticity of the membrane and by the profiles sliding on the rods.

At the change of slope at elevation El.94.5 m, and at other changes of direction, the membrane is anchored by a 50-mm wide by 3-mm thick stainless steel strip, fixed to the concrete by expansion bolts. The steel strips are covered by a PVC strip, 150 mm wide by 2.5 mm thick.

The perimeter of the membrane is sealed by a stainless steel strip, fixed to the concrete face by chemically anchored bolts at 150-mm centres (see Fig. 40).



- 1 - Chemical Phial
- 2 - Stainless Steel Threaded Rod
- 3 - Anchorage Profile
- 4 - Geonet
- 5 - Bolt
- 6 - Flat-Headed Screw
- 7 - Tensioning Profile



- 1 - Chemical Phial
- 2 - Stainless Steel Threaded Rod
- 3 - Epoxy Mortar
- 4 - Sibelon C
- 5 - Synthetic Rubber Strip
- 6 - Stainless Steel Washer
- 7 - Stainless Steel Bolt
- 8 - Stainless Steel Profile
- 9 - Sibelon CRT
- 10 - Geonet - Tenax CE8
- 11 - Geonet - Tenax CE4

Des fixations spéciales et d'autres dispositifs furent nécessaires à certains endroits présentant des difficultés, tels que la prise d'eau des groupes et les supports des rails traversant la membrane étanche et portant les ouvrages de protection de la prise d'eau.

Afin que le drainage derrière la membrane étanche puisse être contrôlé, la membrane est divisée en six compartiments indépendants, à partir desquels l'eau est acheminée par tuyaux jusqu'au parement aval pour mesure.

Dix trous, à peu près horizontaux, furent forés entre le parement amont et le parement aval pour drainer l'eau de percolation derrière la membrane et décharger la sous-pression sous la plinthe de fondation.

Fig. 39

Detail of vertical anchorage and drainage profiles
Détails des profilés verticaux d'ancrage et de drainage

- | | |
|---------------------------------|--|
| 1. Chemical phial | <i>1. Produit chimique</i> |
| 2. Stainless steel threaded rod | <i>2. Tige filetée en acier inoxydable</i> |
| 3. Anchorage profile | <i>3. Profilé d'ancrage</i> |
| 4. Geonet | <i>4. Géogrille</i> |
| 5. Bolt | <i>5. Boulon</i> |
| 6. Flat-headed screw | <i>6. Écrou à tête plate</i> |
| 7. Tensioning profile | <i>7. Profilé de mise en tension</i> |

Fig. 40

Detail of seals at edges of waterproof membrane
Détails des fixations aux extrémités de la membrane étanche

- | | |
|---------------------------------|--|
| 1. Chemical phial | <i>1. Produit chimique</i> |
| 2. Stainless steel threaded rod | <i>2. Tige filetée en acier inoxydable</i> |
| 3. Epoxy mortar | <i>3. Mortier à base de résine époxyde</i> |
| 4. Sibelon C | <i>4. Sibelon C</i> |
| 5. Synthetic rubber strip | <i>5. Bande de caoutchouc synthétique</i> |
| 6. Stainless steel washer | <i>6. Rondelle en acier inoxydable</i> |
| 7. Stainless steel bolt | <i>7. Boulon en acier inoxydable</i> |
| 8. Stainless steel profile | <i>8. Profilé en acier inoxydable</i> |
| 9. Sibelon CNT | <i>9. Sibelon CNT</i> |
| 10. Geonet - Tenax CE8 | <i>10. Géogrille - Tenax CE8</i> |
| 11. Geonet - Tenax CE4 | <i>11. Géogrille - Tenax CE4</i> |

Special connections and other devices were needed to deal with difficult places, such as at the water intakes for the power units, and at supports for the rails that cross the waterproof membrane and carry the intake protection structures.

So that the drainage behind the waterproofing can be monitored, the membrane is divided into six independent compartments from which water is piped to the downstream face for measuring.

Ten near-horizontal holes were drilled from the upstream to the downstream face to take the pipes draining any water from behind the membrane, and uplift water from the foundation plinth.

Les bandes de géomembrane composite et les bandes de PVC recouvrant les profilés en acier inoxydable furent soudées pour constituer une surface étanche continue. Un jet d'air chaud fut utilisé pour fondre le plastique et les deux surfaces furent soudées par pression manuelle sur un petit rouleau. Les essais portèrent sur 100 % des soudures.

Un réseau de fil fut installé derrière la géomembrane composite sur tout le parement amont. Un détecteur, glissant sur la membrane étanche, peut ainsi déceler et signaler toutes anomalies dans le champ électrique. Les coordonnées de telles anomalies localiseront les discontinuités dans la géomembrane.

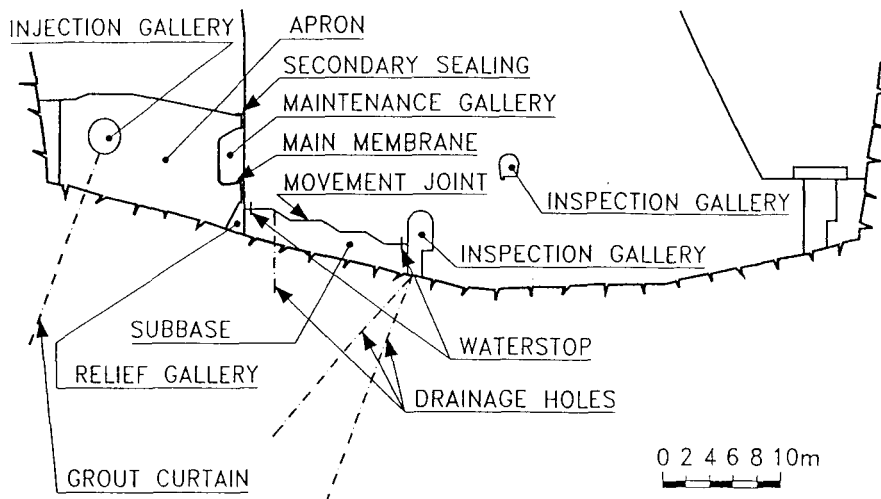
5.7.4. Bibliographie

SILVA MATOS, D. and CAMELO, A., Réparation du barrage de Pracana, Colloque Technique « Maintenance des vieux barrages », Comité Français des Grands Barrages, Chambéry, 1993.

5.8 INJECTION À BASE DE RÉSINE DANS DES FISSURES - BARRAGE DE ZILLERGRÜNDL, AUTRICHE (1)

5.8.1. Description du barrage

Le barrage-voûte de Zillergründl, de 186 m de hauteur, a été construit entre 1979 et 1985. Il comprend 26 plots, de 20 m environ de largeur chacun (Fig. 41), l'épaisseur maximale étant de l'ordre de 42 m aux appuis. Une galerie de visite est située au tiers de la base, côté amont, immédiatement au-dessus de la fondation rocheuse (Fig. 42).



(1) Par P. Schöberl, Tauernkraftwerke Aktiengesellschaft, Autriche.

The geo-composite rolls, and the PVC strips covering the stainless steel profiles, were welded to provide a continuous waterproof surface. A hot-air jet was used to melt the plastic and the two surfaces were then welded together by hand pressure on a small roller. Testing was undertaken on 100 % of the welds.

A wire system was installed behind the geo-composite over the whole upstream face. A sensor probe, sliding on the waterproofing membrane can then detect and signal any anomalies in the electrical field. The co-ordinates of any such anomalies will pinpoint the discontinuity in the geo-membrane.

5.7.4. Bibliography

SILVA MATOS, D. and CAMELO, A., Réparation du barrage de Pracana, Colloque Technique « Maintenance des vieux barrages », Comité Français des Grands Barrages, Chambéry, 1993.

5.8. RESIN GROUTING OF CRACKS - ZILLERGRÜNDL DAM, AUSTRIA (1)

5.8.1. Description of dam

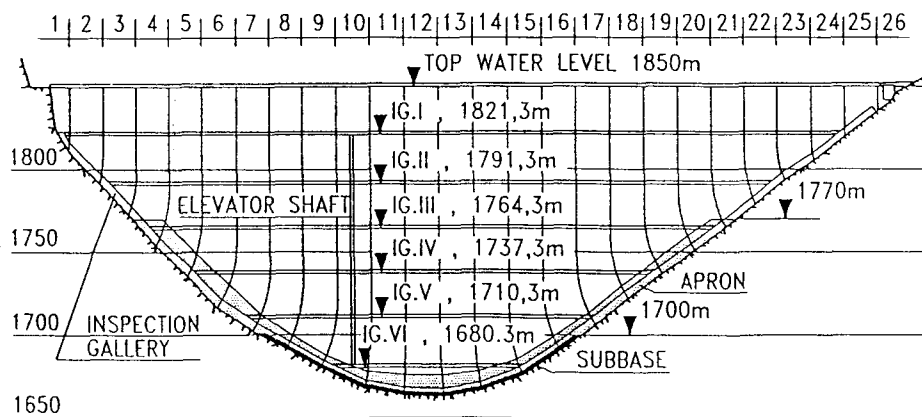
The 186-m high Zillergründl concrete arch dam was built between 1979 and 1985. It has 26 blocks, each about 20 m wide (see Fig. 41), with a greatest thickness, at the abutment, of about 42 m. There is an inspection gallery in the upstream third, immediately onto the rock (see Fig. 42).

Fig. 41

Typical cross-section of Zillergründl Dam
Coupe transversale type du barrage de Zillergründl

Grout curtain	<i>Rideau d'injection</i>
Relief gallery	<i>Galerie de décharge</i>
Drainage holes	<i>Trous de drainage</i>
Subbase	<i>Soubassement</i>
Waterstop	<i>Waterstop</i>
Inspection gallery	<i>Galerie de visite</i>
Movement joint	<i>Joint de mouvement</i>
Main membrane	<i>Membrane principale</i>
Maintenance gallery	<i>Galerie d'entretien</i>
Secondary sealing	<i>Étanchéité secondaire</i>
Apron	<i>Radier</i>
Injection gallery	<i>Galerie d'injection</i>

(1) Par P. Schöberl, Tauernkraftwerke Aktiengesellschaft, Autriche.



Un radier massif en béton a été construit au pied amont du barrage. Il contient une galerie à partir de laquelle le rideau d'injection a été exécuté; celui-ci est implanté à l'amont du pied du barrage, afin que les déformations de la roche imposées par le barrage ne puissent entraîner sa rupture.

Sur le joint de mouvement à la base du parement amont, est située une galerie d'entretien qui est envahie par l'eau en exploitation normale de la retenue. Cette galerie est munie d'une membrane principale assurant, sous une charge d'eau maximale de 85 m, l'étanchéité du joint de mouvement entre le radier amont et le barrage dont le déplacement vers l'aval sous la charge d'eau atteint 10 mm. Au-dessous existe une galerie de décharge inaccessible après l'achèvement du barrage

Dans la zone centrale de la vallée, il y a un autre joint de mouvement entre le parement amont et la galerie de visite (Fig. 41). Il est situé au-dessous de la membrane d'étanchéité principale et est destiné à prévenir les contraintes de traction et les fissures au pied amont du barrage.

5.8.2. Problèmes

Le remplissage de la retenue avait été prévu jusqu'à la cote 1 840 m en 1987, mais le 28 septembre 1987, la retenue étant à la cote 1 838,8 m (soit une charge d'eau de 175 m environ), le puits de l'ascenseur dans le plot 10 fut inondé et les percolations dans la partie rive droite de la galerie de visite passèrent de 17 l/s à 160 l/s environ.

Outre le puits de l'ascenseur, le plot 10 contient une chambre de mesure. De l'eau y pénétrait par une fissure plongeant vers l'aval et traversant cette chambre, le puits de l'ascenseur et la zone d'accès (Fig. 43). Seules quelques fissures fines étaient visibles dans la galerie de visite.

5.8.3. Réparations

A titre de précaution, le niveau de la retenue fut baissé de 14 m environ, ce qui permit de réduire les fuites de plus de 50 %.

Des forages de reconnaissance indiquèrent que la stabilité globale du barrage était satisfaisante, mais que la fissure était plus étendue que prévu, avec une surface

Fig. 42

Downstream longitudinal section of Zillergründl Dam
Coupe longitudinale aval du barrage de Zillergründl

Inspection gallery	<i>Galerie de visite</i>
Subbase	<i>Soubassement</i>
Apron	<i>Radier</i>
Elevator shaft	<i>Puits de l'ascenseur</i>
Top water level	<i>Niveau normal de retenue</i>

At the base of the dam there is a massive upstream concrete apron. This contains the injection gallery from which the grout curtain was constructed upstream so that it would not be ruptured by rock deformations caused by the body of the dam.

At the movement joint at the upstream side of the dam, there is a maintenance gallery which is flooded in normal reservoir operation. This contains the main membrane that seals, against a head of water up to 85 m, the movement joint between the static apron and the dam, which moves under water load up to 10 mm toward the valley. Below it lies the "relief" gallery which is not accessible after completion of the dam.

In the mid-valley area there is another movement joint between the upstream face and the inspection gallery (see Fig. 41). This runs below the main membrane and its purpose is to prevent potential tensile stresses and cracks at the heel of the dam.

5.8.2. Problems

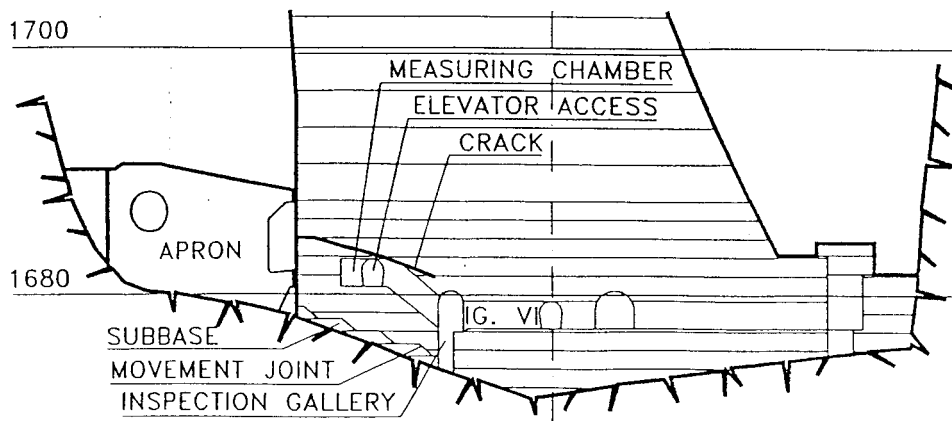
It had been planned to fill the reservoir up to 1 840 m ASL in 1987, but on 28 September 1987, when the reservoir level was 1 838.8 m ASL (i.e. the water head was about 175 m), the elevator shaft in block ten flooded and seepage in the right-hand part of the inspection gallery increased from 17 l/s to about 160 l/s.

Besides the elevator, Block 10 contains a measuring chamber. Water was entering through a crack sloping downwards toward the downstream side and extending into this chamber, and into the elevator shaft and access area (see Fig. 43). Only some hair-line cracks could be seen in the inspection gallery.

5.8.3. Remedial works

As a precaution, the storage level in the reservoir was lowered by about 14 m, which reduced the seepage by more than 50 %.

Exploratory borings showed that the overall stability of the dam was satisfactory, but that the crack was more extensive than first thought, with an area of



d'environ 350 m³ et une ouverture de l'ordre de 1 mm sur le parement amont. Il fut nécessaire de vider la retenue et de traiter la fissure depuis le parement amont.

La décision fut prise d'injecter la fissure en deux étapes, tout d'abord retenue partiellement remplie et ensuite retenue vide, afin d'étancher la fissure sur le parement amont, d'injecter le joint de plot et de remplir les cavités à la base du plot 10.

L'injection était destinée à apporter une résistance vis-à-vis des contraintes de traction, ce qui avait été obtenu sur d'autres ouvrages [5.8.1., 5.8.2.]. Le produit d'injection à base de résine utilisé avait une résistance à l'adhérence, sur le béton humide, supérieure à la résistance à la traction du béton.

Différentes compositions de produit d'injection et différentes pressions d'injection furent essayées sur quelques zones, le produit d'injection étant coloré en rouge pour faciliter l'interprétation des carottes d'essai. Ces carottes indiquèrent que la fissure avait été bien remplie dans ces zones et que l'ouverture de la fissure variait de 0,5 à 1,9 mm. Dans les essais de traction, toutes les ruptures se produisaient dans le béton et non dans le produit d'injection.

Des forages exécutés par rotation furent utilisés pour l'injection primaire, avec obturateurs d'injection dans tous les trous. Au début de l'injection, tous les obturateurs étaient ouverts de sorte que la diffusion du produit d'injection pouvait être détectée immédiatement à partir des variations d'absorption des trous.

Avant l'injection, les lèvres des fissures dans la zone de la chambre de mesure, de la galerie d'accès et du puits de l'ascenseur furent partiellement étanchées.

L'ouverture de la fissure était mesurée et une ouverture de 0,2 mm était fixée comme limite avant l'arrêt et le réglage de l'injection. Les pressions d'injection étaient comprises entre 30 et 220 bars, avec une pression maximale supérieure à 100 bars dans environ un tiers des trous.

La qualité du béton du barrage était du niveau C 30 environ. La règle qui limite la pression maximale d'injection (en bars) à un tiers de la qualité du béton (en kg/cm²) ne fut publiée qu'après l'achèvement de l'injection [5.8.3.].

Le volume total de produit d'injection mis en œuvre fut de 2 950 l environ, dont 2 000 l absorbés par les trous d'injection et environ 900 l utilisés pour colmater la fissure, ce qui correspondait à une épaisseur moyenne de produit d'injection de 2,5 mm dans la fissure. L'ouverture maximale de la fissure était seulement de 0,4 mm.

Fig. 43

Cross-section of Zillergründl Dam showing location of typical crack
Coupe transversale du barrage de Zillergründl indiquant l'emplacement de la fissure

Inspection gallery	<i>Galerie de visite</i>
Movement joint	<i>Joint de mouvement</i>
Subbase	<i>Soubassement</i>
Apron	<i>Radier</i>
Crack	<i>Fissure</i>
Elevator access	<i>Accès à l'ascenseur</i>
Measuring chamber	<i>Chambre de mesure</i>

about 350 m², and a width at the upstream face of about 1 mm. The reservoir had to be emptied and the crack treated from the upstream face.

A decision was taken to grout the crack in two stages, firstly with the reservoir partly full and secondly with it empty, then to seal the crack at the upstream face, grout the block joint and fill the cavities in the base of Block 10.

Potential tensile stresses were to be resisted by the grout. This had been achieved elsewhere [5.8.1, 5.8.2]. The resin grout used had a bond strength to wet concrete higher than the tensile strength of the concrete.

Different grout formulations and grouting pressures were tested on some areas, with the grout coloured red to assist the interpretation of test cores. Cores showed that the crack had been filled within these areas, and that the crack width ranged from 0.5 to 1.9 mm. In tension tests, all fractures occurred in the concrete rather than in the grout.

Rotary core drilling was used for the primary grouting, with injection packers in all holes. At the start of grouting, all packers were open so that spreading of the grout could be detected immediately from changes in the grout take-up of the boreholes.

Before grouting, the edges of cracks in the area of the measuring chamber, the access tunnel and the elevator shaft were partially sealed.

Widening of the crack was measured and a widening of 0.2 mm was set as limit before stopping and readjusting the grouting. Grouting pressures were between 30 bar and 220 bar, with a maximum pressure of over 100 bar in about one third of the boreholes.

The quality of the dam concrete was about C30. The rule that limits the maximum grouting pressure (in bar) to one third of the concrete quality (in kg/cm²), was published only after the grouting had been completed [5.8.3].

The total volume of grout used was about 2 950 l, with 2 000 l taken by the boreholes and about 900 l used for filling the crack. This indicated an average grout thickness of 2.5 mm in the crack. The maximum crack widening was only 0.4 mm.

L'injection primaire réduisit les percolations de 20 l/s à 9 l/s.

Dans la deuxième étape d'injection, 65 trous furent forés, représentant une longueur totale de 1 100 m. Tous les trous furent soumis à des essais d'eau avant injection et des pressions jusqu'à 170 bars furent utilisées. Des carottes extraites de ces trous montrèrent que la fissure était totalement injectée sur une épaisseur de 1 à 2 mm.

Quelques fissures latérales furent détectées. Seules des percolations partielles de produit d'injection à travers ces fissures furent observées et aucun mouvement important ne fut détecté. Les observations effectuées permirent de conclure que certaines fissures avaient été causées par l'injection [5.8.4.], que les contraintes de traction résultaient des températures extrêmement basses, et que les contraintes de traction horizontales transversales résultaient du poids mort élevé. Ces fissures latérales n'affectaient pas la stabilité du barrage.

La pression maximale d'injection admissible fut réduite à 80 bars et seuls les trous indiquant des absorptions d'eau furent injectés.

Au cours de cette deuxième étape, 3 100 kg de produit d'injection furent utilisés.

La densité et la viscosité du produit d'injection étaient continuellement contrôlées sur le site, et des essais de traction sur des carottes prélevées après la fin de l'injection permirent de vérifier que le transfert de contraintes à travers le produit d'injection était satisfaisant.

Outre les réparations décrites ci-dessus, les parties inférieures des joints de plots, voisines de la fissure principale, furent injectées, de même que les fissures latérales, bien que l'injection complète de ces dernières ne fût pas envisagée.

5.8.4. Comportement

Des traces de fissures sur le parement amont, dans la mesure où elles étaient accessibles, furent étanchées au moyen d'une feuille plastique de première qualité. Les zones fissurées inaccessibles entre le barrage et le radier furent colmatées au moyen d'une résine acrylique expansive.

Un niveau de retenue de 1 840 m fut atteint au cours de l'automne 1988, et les débits provenant des forages de drainage de la zone fissurée étaient de 1,3 l/s environ. Une injection complémentaire fut exécutée dans cette zone. Les absorptions de produit d'injection furent très faibles, mais le débit de percolation fut réduit à 0,3 l/s pour le niveau de retenue 1 845 m.

En 1990 et 1992, le niveau des plus hautes eaux fut atteint sans problèmes. Une carotte de contrôle extraite sur la fissure dans le plot 10, en avril 1993, montra que la fissure avait été complètement étanchée et qu'un transfert satisfaisant des contraintes à travers le produit d'injection avait été obtenu.

5.8.5. Références

5.8.1. WUHRMANN, E., Regenerierung von schadhaftem Beton hinsichtlich Festigkeit und Dichtigkeit, Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. Heft 77, 1986.

The primary injection reduced the seepage from 20 l/s to 9 l/s.

In the second stage, 65 holes were bored, with a total length of 1 100 m. All holes were water tested before grouting and pressures of up to 170 bar were used. Cores from these holes showed that the crack was completely filled with grout at a thickness of 1 to 2 mm.

Some side cracks were detected. These showed only partial grout seepages, and no significant movements were observed. From observations, some of the side cracks were caused by the grouting [5.8.4], the tensile stress caused by the extremely low temperatures, and horizontal transverse tensile stresses from the high vertical dead load stresses. These side cracks did not affect the stability of the dam.

The maximum permissible grouting pressure was reduced to 80 bar and only those holes showing intake of water were grouted.

A further 3 100 kg of grout was used in the secondary injection.

The density and viscosity of the grout was continuously checked on site and tension tests on cores, extracted after completing the grouting, proved the stress transfer of the grout.

In addition to the remedial works already described, the lowest sections of the block joints adjacent to the main crack were grouted, as were the side cracks, although complete grouting of the side cracks was not intended.

5.8.4. Performance

Crack traces on the upstream face of the dam, as far as they were accessible, were sealed with a high-quality plastic foil. The inaccessible crack areas between the dam and the apron were filled with a swelling acrylic resin.

A storage level of 1 840 m ASL was reached in the autumn of 1988 and the seepage from the relief borings from the crack area was approximately 1.3 l/s. Subsequent grouting was carried out in that area. The quantities of grout taken up were very small, but the seepage was reduced to 0.3 l/s at storage level 1 845 m ASL.

In 1990 and 1992, maximum water level was reached without problems. A control core from the crack in Block 10, extracted in April 1993, showed that the crack had been completely sealed and the required stress transfer through the grout had been achieved.

5.8.5. References

5.8.1. WUHRMANN,E., Regenerierung von schadhaftem Beton hinsichtlich Festigkeit und Dichtigkeit, Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. Heft 77, 1986.

5.8.2. BERCHTEN, R.A., Repair of the Zeuzier arch dam in Switzerland, Q.57-R.40, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.

5.8.3. ASENDORF, K., Das Strömungs- und Ausbrütverhalten von Injectionscharzen im Riss, Bautenschutz und Bausanierung 2, 1988.

5.8.4. STAUBLE, H., et al., Cracking of boreholes in arch dams due to high pressure grouting, Proceedings, International Conference on Dam Fracture, Boulder, USA, September 1991.

5.9. RÉPARATIONS DE FISSURES CAUSÉES PAR UNE EXPANSION DU BÉTON - BARRAGE DE FONTANA, ÉTATS-UNIS (1)

5.9.1. Description du barrage

Le barrage de Fontana fut construit par la Tennessee Valley Authority (TVA) entre 1942 et 1945. Ce barrage en béton du type poids a une hauteur de 146 m et une longueur en crête de 721 m, et est situé dans une gorge profonde aux versants raides. À l'époque de la construction, la fondation rocheuse fut décrite comme constituée essentiellement de quartzite contenant quelques schistes. La roche serait maintenant considérée comme du grauwacke métamorphique et de la phyllite. Les granulats grossiers et fins provenaient d'une carrière voisine. Le ciment était fourni par quatre usines et les essais concernant l'alcali (équivalent Na_2O) donnèrent les résultats dans une plage 0,3-0,7 %. Des essais sur des barres de mortier indiquèrent une faible expansion.

Le barrage comporte des joints de contraction transversaux et longitudinaux destinés à réduire les effets de la chaleur d'hydratation. De l'eau froide de la rivière était mise en circulation dans un réseau de tuyaux noyés dans le béton pour refroidir celui-ci, généralement à 16 °C, avant l'injection des joints longitudinaux. La majeure partie du parement aval donne sur le sud, ce qui augmente le gain de chaleur par rayonnement solaire. Vers l'appui rive gauche, le barrage présente une courbe d'un angle de 35 degrés environ.

5.9.2. Le problème

Un réseau de fissures fut observé sur les parapets en 1949 et s'étendit au cours des années. Des pendules installés dans deux plots de la partie centrale du barrage indiquèrent une flèche vers l'amont continuant à augmenter; aucun problème important ne survint jusqu'en 1972 où, lors d'une inspection de routine de l'ouvrage, une fissuration fut décelée sur les parois de la galerie de drainage de la fondation, dans la partie courbe du barrage près de l'appui rive gauche. D'autres reconnaissances révélèrent que la fissuration était étendue, ce qui conduisit à un vaste programme d'études et de réparations.

On constata qu'une fissure de 6 mm d'ouverture maximale s'étendait jusque dans les plots, de crête rectiligne, adjacents aux deux plots situés dans la partie

(1) Par Vann A. Newell & Charles D. Wagner, Tennessee Valley Authority, États-Unis.

5.8.2. BERCHTEN, R.A., Repair of the Zeuzier arch dam in Switzerland, Q.57-R.40, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.

5.8.3. ASENDORF, K., Das Strömungs- und Ausbrütverhalten von Injectionscharzen im Riss, Bautenschutz und Bausanierung 2, 1988.

5.8.4. STAUBLE, H., et al., Cracking of boreholes in arch dams due to high pressure grouting, Proceedings, International Conference on Dam Fracture, Boulder, USA, September 1991.

5.9. REMEDIAL WORKS TO CRACKING CAUSED BY CONCRETE GROWTH - FONTANA DAM, USA (1)

5.9.1. Description of dam

Fontana Dam was constructed by the Tennessee Valley Authority (TVA) between 1942 and 1945. It is a concrete gravity dam, 146 m high and 721 m long, and is located within a deep, steep-sided gorge. At the time of construction, the bedrock was described as predominantly quartzite with some schist. It would now be described as a metamorphic sub-greywacke and phyllite. The coarse and fine aggregates were manufactured from a nearby quarry. Cement was supplied from four plants and tests for alkali (Na_2O equ.) gave results in the range 0.3 to 0.7 %. Mortar bar tests produced little expansion.

The dam was constructed with both transverse and longitudinal contraction joints to minimise the effects of heat of hydration. Cool river water was circulated through an embedded piping system to cool the concrete, generally to 16 C, before grouting the longitudinal joints. The main part of the downstream face faces south, which maximises solar radiation heat gain. Towards the left abutment, the dam curves through an angle of about 35 degrees.

5.9.2. The problem

Pattern cracking was observed in the parapets in 1949, and more extensive pattern cracking developed over the years. Plumb lines in two high blocks in the central portion of the dam indicated a generally increasing upstream deflection, but no major problems were noted until 1972 when, during a routine structural inspection, cracking was observed in the walls of the foundation drainage gallery in the curved portion of the dam near the left abutment. Further investigations revealed the cracking to be extensive, leading to a comprehensive programme of analysis and repair.

It was found that a crack of 6 mm maximum width extended into the adjacent straight block on each side of the two blocks comprising the curved portion of the

(1) By Vann A. Newell & Charles D. Wagner, Tennessee Valley Authority, USA.

courbe du barrage. Cette fissure présentait un décrochement, atteignant 5 mm vers l'amont, de la paroi supérieure par rapport à la paroi inférieure. La fissure visible constituait un plan incliné intersectant la galerie et ayant une pente montante vers le parement aval. Des forages de reconnaissance avec prélèvement de carottes et l'excavation du remblai de terre aval révélèrent que la fissuration s'étendait depuis la galerie jusqu'au parement aval et sur une courte distance à l'amont de la galerie. Des appareils de mesure furent installés à cheval sur la fissure et indiquèrent, au début de la saison chaude 1973, que la fissure s'ouvrait.

En raison de l'exposition sud de la majeure partie du parement aval du barrage, l'absorption du rayonnement solaire constituait un facteur nuisible, comme le montrait l'augmentation d'ouverture de la fissure. Les relevés de température indiquaient une variation saisonnière de température affectant le corps du barrage sur une épaisseur de 11 m. La comparaison des températures mesurées en 1961 et 1971 laissait apparaître une légère augmentation de la température moyenne dans la partie supérieure du barrage au cours de cette période, ce qui avait pu contribuer à la fissuration. Au cours de l'été, les températures près du parement aval dépassaient 32 °C.

L'examen pétrographique mit en évidence de légers dépôts de gel alcali-silice, de très fines fissures dans un petit nombre de granulats et une insuffisance d'hydrate de calcium dans la pâte de ciment. La méthode de relaxation des contraintes par surcarottage indiqua des contraintes de compression longitudinales de l'ordre de 7 MPa dans une épaisseur de 3 m du parement aval en été, et de 5 MPa en hiver. Les contraintes à plus grande profondeur variaient de 2,0 à 3,5 MPa. On conclut qu'une réaction alcali-silice modérée et lente, plus une augmentation de la température sur une partie du barrage, produisaient une augmentation de volume. Celle-ci était bien supportée longitudinalement par la fondation, sauf près de la courbe du barrage.

5.9.3. Mesures correctives et comportement

Comme mesure provisoire, une tuyauterie fut installée pour arroser le parement aval avec de l'eau froide provenant de la retenue. L'effet bénéfique de cet arrosage apparut rapidement, l'ouverture de la fissure ayant diminué d'une manière significative quelques jours après le début de l'arrosage. Les réparations initiales consistèrent à renforcer les plots fissurés au moyen de tirants de précontrainte et d'injection de la fissure. Un total de 25 tirants, inclinés vers le bas depuis le parement amont, furent utilisés pour la précontrainte des trois plots les plus affectés, comprenant les deux plots de la partie courbe (Fig. 44). La fissure fut injectée après mise en tension initiale des tirants à 20 % de leur résistance ultime. Cette injection avait un double objectif : restaurer la résistance au cisaillement sur le plan de la fissure et prévenir tout mouvement éventuel des plots au cours de la mise en tension des tirants.

Le renforcement des plots fissurés et l'arrosage du barrage au cours des périodes chaudes étant jugés insuffisants comme solution définitive, l'interruption de la poussée longitudinale en découpant une ou plusieurs saignées d'expansion à travers la partie supérieure du barrage fut étudiée. Pour cette étude, un modèle mathématique de l'ouvrage, utilisant la méthode des éléments finis, fut établi. Dix-sept calculs, avec diverses combinaisons de nombres et de profondeurs de saignées, furent effectués. La comparaison des résultats de ces calculs indiqua que la

dam. This crack had an upstream offset of the wall face above the crack of up to 5 mm relative to the face below the crack. The observable cracking indicated an inclined plane intersecting the gallery and sloping upward towards the downstream face. Exploratory NX core drilling and excavation of the earth backfill revealed that the cracking extended from the gallery to the downstream face as well as a short distance upstream of the gallery. Gauges were installed across the crack and observations early in the 1973 warm season indicated that the crack was opening.

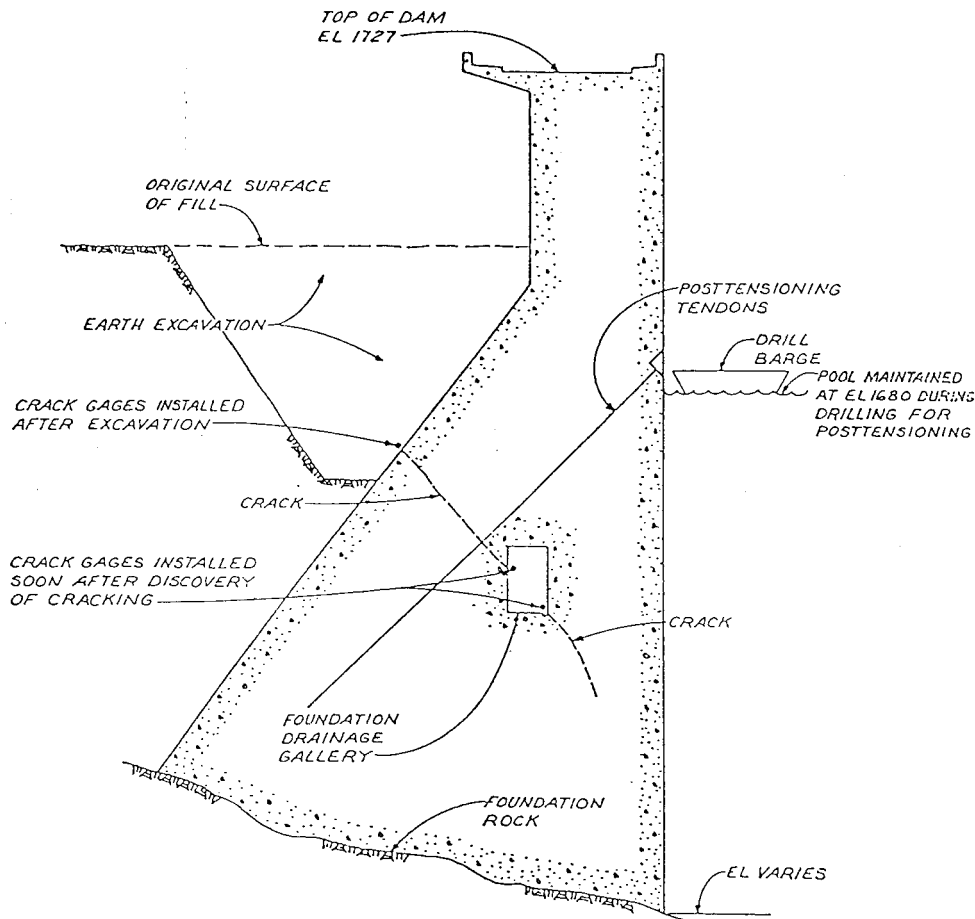
Due to the southern exposure of the large downstream face of the dam, absorption of solar radiation was deemed a detrimental factor, as shown by the increasing rate of crack opening. Temperature data indicated a seasonal temperature fluctuation affecting the exterior 11 m of the mass. Comparison of temperatures measured in 1961 and 1971 indicated that a slight average temperature rise may have occurred in the upper portion of the dam during this period, possibly contributing to the cracking problem. Summer temperatures near the downstream face were over 32 C.

Petrographic examination disclosed small deposits of alkali-silica gel, very fine cracks in a few aggregate particles, and a deficiency of calcium hydroxide in the cement paste. Stress relief over-coring indicated longitudinal compressive stresses of approximately 7 MPa in the outer 3 m of the downstream face in the summer and 5 MPa in the winter. Stresses at greater depths were indicated to be 2.0 to 3.5 MPa. It was concluded that a mild, slow alkali-silica reaction, plus an increase in temperature over a portion of the dam, was producing an increase in volume. This increase is effectively resisted longitudinally by the foundation, except near the curve in the dam.

5.9.3. Remedial measures and performance

As an interim measure, a pipe system was installed to spray cold reservoir water onto the downstream face. The beneficial effect of this spraying was quickly apparent, as the rate of crack opening diminished significantly within a few days of the spraying beginning. Initial repairs in 1973 consisted of strengthening the cracked blocks by post-tensioning and grouting the crack. A total of 25 tendons, inclined from the upstream face, were used to post-tension the three most affected blocks, which included the two curved blocks (see Fig. 44). The crack was grouted after initial tensioning of tendons to 20 percent of their ultimate strength. This grouting served the dual purpose of restoring shear resistance along the plane of the crack and preventing possible movement of the blocks during cable tensioning.

Since strengthening of the cracked blocks and spraying the dam during warm weather were deemed inadequate as a permanent solution, interrupting the longitudinal thrust by cutting one or more wide expansion slots across the upper portion of the dam was studied. For this study the structure was modelled and a computer analysis made using a finite-element methods. Seventeen analyses were made with various combinations of numbers and depths of slots. Comparison of results from these analyses indicated that reduction in stresses and closure of slots



réduction des contraintes et la fermeture des saignées, en utilisant plus d'une saignée, n'étaient pas suffisantes pour justifier le découpage de plusieurs saignées. On démontra que la relaxation optimale des contraintes serait obtenue en exécutant une seule saignée, de 30 m de profondeur, sur le joint de contraction entre le dernier plot de la partie rectiligne du barrage principal et le premier plot de la partie courbe (Fig. 45). En 1976, cette saignée fut découpée en exécutant des forages sécants.

Au cours de l'été 1983, la partie supérieure de la saignée se ferma complètement et fut redécoupée sur une profondeur de 15 m environ à la fin de l'année 1983 (Fig. 46). La fermeture totale permanente de la saignée, depuis son découpage en 1976, a dépassé 100 mm (Fig. 47).

5.9.4. Appareils de mesure et résultats

Un vaste programme d'auscultation a été maintenu avant et après l'exécution de la saignée. Des carottes extraites du barrage ont indiqué qu'il y avait une réaction plus importante que celle constatée dans les carottes prélevées dans la partie rive

Fig. 44

Typical cross-section through a cracked monolith at Fontana Dam
Coupe transversale type d'un plot fissuré du barrage de Fontana

Top of dam, El. 1 727 feet	<i>Sommet du barrage, cote 1 727 pieds</i>
Original surface of fill	<i>Niveau initial du remblai</i>
Earth excavation	<i>Excavation dans le remblai</i>
Crack gages installed after excavation	<i>Appareils de mesure de la fissure installés après l'excavation</i>
Crack	<i>Fissure</i>
Crack gages installed soon after discovery of cracking	<i>Appareils de mesure de la fissure installés immédiatement après la découverte de la fissuration</i>
Foundation rock	<i>Fondation rocheuse</i>
Posttensioning tendons	<i>Tirants de précontrainte</i>
Drill barge	<i>Barge de travail</i>
Pool maintained at El. 1 680 feet during drilling for posttensioning	<i>Retenue maintenue à la cote 1 680 pieds pendant le forage des trous pour tirants</i>
El. varies	<i>Niveau variable</i>

when using more than one slot were not sufficient to justify cutting multiple slots. It was found that the optimum stress relief would result from locating a single 30-m deep slot at the contraction joint between the last monolith of the straighter main body of the dam and the first curved block shown in Fig. 45. In 1976 this slot was cut transverse to the dam adjacent to the curve, using overlapping core drill holes.

By the summer of 1983, the upper-most portion of the slot had completely closed and was re-cut to a depth of approximately 15 m in late 1983 (see Fig. 46). Total permanent closure of the slot has been over 100 mm since the slot was initially cut in 1976, as shown in Fig. 47.

5.9.4. Instrumentation and measurements

A considerable programme of monitoring has been maintained before and since completing the slot. Cores from the dam have indicated that there is more reaction than was seen in the cores from the right side of the dam, indicating that

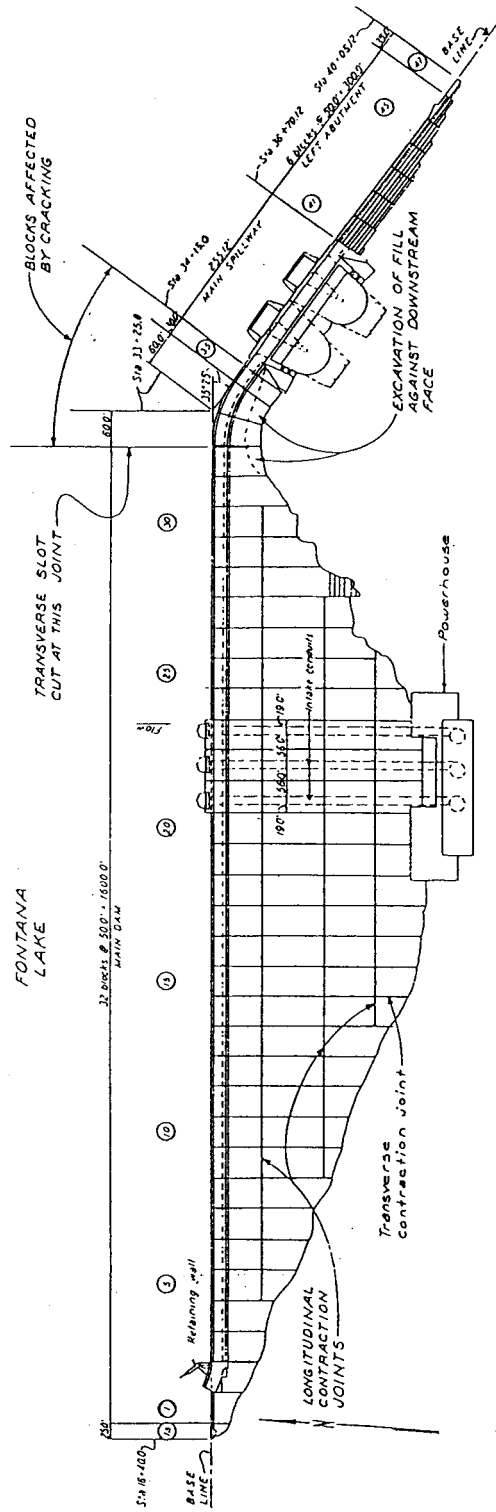
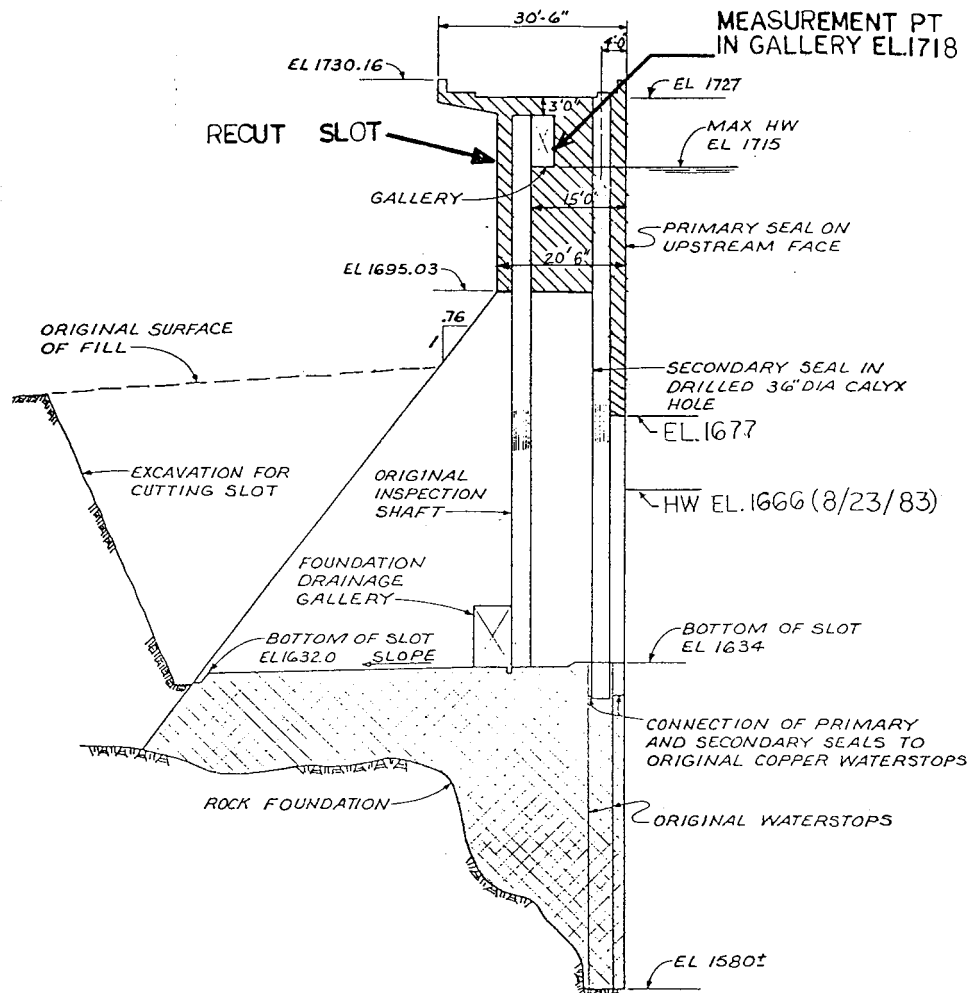


Fig. 45

Plan of Fontana Dam showing longitudinal contraction joints, monoliths affected by cracking and location of the transverse expansion slot

Vue en plan du barrage de Fontana montrant les joints de contraction longitudinaux, les plots affectés par la fissuration et l'emplacement de la saignée transversale d'expansion

Fontana lake	<i>Retenue de Fontana</i>
Main dam (32 blocks)	<i>Barrage principal (32 plots)</i>
Main spillway	<i>Évacuateur de crue principal</i>
Left abutment (6 blocks)	<i>Appui rive gauche (6 plots)</i>
Intake conduits	<i>Conduites de prise d'eau</i>
Powerhouse	<i>Usine hydroélectrique</i>
Longitudinal contraction joints	<i>Joints de contraction longitudinaux</i>
Transverse contraction joint	<i>Joint de contraction transversal</i>
Blocks affected by cracking	<i>Plots affectés par la fissuration</i>
Transverse slot cut at this joint	<i>Saignée transversale découpée au droit de ce joint</i>
Excavation of fill against downstream face	<i>Excavation du remblai contre le parement aval</i>



droite du barrage, la moitié nord du barrage ayant une réaction plus forte que la partie sud. Cette expansion du béton a causé de fortes contraintes et déformations à l'intérieur du barrage, source des principaux problèmes.

5.9.5. Conclusions et recommandations

Les alcali-réactions et l'expansion du béton en résultant ont posé de nombreux problèmes à Fontana. Les connaissances sur l'alcali-réaction se sont beaucoup améliorées depuis 1940. La plupart des réactions dangereuses peuvent maintenant être évitées dans les ouvrages projetés en interprétant les résultats d'essais normalisés. Cependant, il est impossible, pour les ouvrages existants, de déterminer quelle est l'étendue du phénomène d'expansion, pendant combien de temps les

Fig. 46

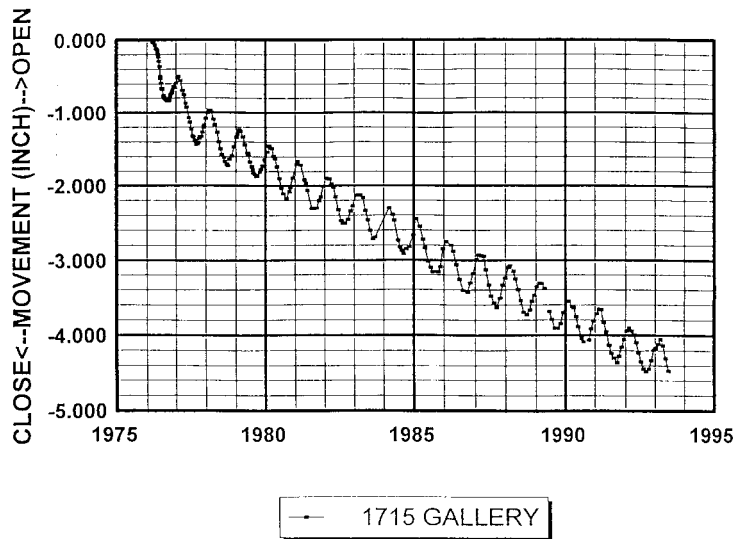
Cross section through Fontana Dam at location of slot
Coupe transversale du barrage de Fontana au droit de la saignée

Rock foundation	<i>Fondation rocheuse</i>
El. 1 580 (±)	<i>Cote 1 580 pieds (±)</i>
Original waterstops	<i>Waterstops originels</i>
Connection of primary and secondary seals to original copper waterstop	<i>Raccordement des étanchéités primaire et secondaire avec les waterstops</i>
Bottom of slot (El. 1 632, 1 634)	<i>Fond de la saignée (cotes 1 632, 1 634 pieds)</i>
Slope	<i>Pente</i>
Foundation drainage gallery	<i>Galerie de drainage de la fondation</i>
Excavation for cutting slot	<i>Excavation pour le découpage de la saignée</i>
Original inspection shaft	<i>Puits de visite originel</i>
HW El. 1 666 (8/23/83)	<i>Niveau d'eau 1 666 pieds (le 23/8/83)</i>
Original surface of fill	<i>Niveau initial du remblai</i>
Secondary seal in drilled 36" dia. calyx hole	<i>Étanchéité secondaire dans un trou de forage de 0,9 m de diamètre</i>
Primary seal on upstream face	<i>Étanchéité primaire sur le parement amont</i>
Gallery	<i>Galerie</i>
Recut slot	<i>Saignée redécoupée</i>
Max. HW El. 1 715	<i>Niveau normal de retenue, cote 1 715 pieds</i>
Measurement pt in gallery. El. 1 718	<i>Point de mesure en galerie, cote 1 718 pieds</i>

the north (right) half of the dam is reacting more than the south. This concrete growth has resulted in high stresses and deflections within the dam, which have caused major problems.

5.9.5. Conclusions and recommendations

Alkali-aggregate reactions and their accompanying concrete growth have presented numerous problems at Fontana over the years. Much has been learned about alkali-aggregate reaction since 1940. Most harmful reactions can now be prevented in proposed structures by interpreting the results of standard test methods. It is not possible, however, in existing structures to determine how far the growth phenomenon has progressed, how long the effects will have to be dealt with



effets devront être traités, quels seront les effets dans le futur. Un programme de surveillance et d'auscultation suivies est maintenu au barrage et les problèmes traités au fur et à mesure qu'ils se présentent.

5.9.6. Bibliographie

ABRAHAM, T. J., and SLOAN, R. C., Analysis and repair of cracking in TVA's Fontana dam caused by temperature and concrete growth, Q. 49-R.1 XIIIth ICOLD Congress, Vol. 1, New Delhi, 1979, pp 1-24.

Fig. 47

Closure of slot with time at Fontana Dam - 1 715 gallery
*Fermeture de la saignée dans le temps au barrage de Fontana -
Galerie à la cote 1 715 pieds*

Movement (inch)
↓ Close
↑ Open

Mouvement (pouces)
↓ Sens de la fermeture
↑ Sens de l'ouverture

or what the future effects will be. A programme of close surveillance and monitoring is maintained at the dam and problems dealt with as they arise.

5.9.6. Bibliography

ABRAHAM, T. J., and SLOAN, R. C., Analysis and repair of cracking in TVA's Fontana dam caused by temperature and concrete growth, Q. 49-R.1 XIIIth ICOLD Congress, Vol. 1, New Delhi, 1979, pp 1-24.

6. BIBLIOGRAPHIE / BIBLIOGRAPHY

- ABRAHAM, T. J. and SLOAN, R. C., TVA cuts deep slot in dam, ends cracking problem, *Civil Engineering (USA)*, Vol. 48, N° 1, January 1978, pp. 67-70.
- ABRAHAM, T. J. and SLOAN R. C., Analysis and repair of cracking in TVA's Fontana dam caused by temperature and concrete growth, Q. 49-R. 1, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 2, New Delhi, 1979, pp. 1-24.
- ACI COMMITTEE 201, Guide for making a condition survey of concrete in service, American Concrete Institute, Report ACI 201.1R, Detroit, 1980.
- ACI COMMITTEE 207, Mass concrete, American Concrete Institute, Report ACI 207.1R-87, Detroit, 1987, pp. 44.
- The alkali-silica reaction in concrete, Ed. Swamy, R.N., Blackie and Sons Ltd., Glasgow, 1992.
- AGUIRRE, E. and VILLARROEL, J. M., Thermal analysis and behaviour of the Arriaran dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., MORRIS, D.I. and BOGGS, H., Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams : analytical solution and parametric study, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Energy Engineering, Vol. 115, N° 1, April 1989, pp. 19-38.
- AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., MORRIS, D. I. and BOGGS, H., Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams : effect of head losses in drain pipes on uplift, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Energy Engineering, Vol. 115, N° 1, April 1989, pp 39-46.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Manual of Concrete Practice 1992, Part 1, Materials and general properties of concrete, Detroit, ACI, 1992, pp. 44.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Hot weather concreting, ACI Committee 305, Manual of Concrete Practice, Detroit, 1993.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, Fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete, Standard Specification C618, ASTM, Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Lessons learned from design, construction and performance of hydraulic structures, American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division, New York 1987.
- ANCOLD, Guidelines on strengthening and raising concrete gravity dams, Australian National Committee on Large Dams, 1991.
- ANIDEL, Dams for hydroelectric power in Italy, Committee for the study of problems concerning dams, Vol. 4, Associazione Nazionale Imprese Distributrici di Energia Elettrica, Milano, 1952.

- ANON, Cables correct Carron foundations, *New Civil Engineer*, 16 January 1986, pp. 24-25.
- ANON, Pre-stress anchors raise Sebakwe, *New Civil Engineer*, 16 January 1989, pp. 32-35.
- ANON, Falling groundwater caused Zeuzier cracks, *New Civil Engineer*, 16 February 1989, p. 44.
- ANON, Cable solution chosen to raise Moroccan dam, *World Water*, London, June 1979, pp. 26-27.
- ASENDORF, K., Das Strömungs- und Ausbritverhalten von Injektionsharzen im Riß, *Bautenschutz und Bausanierung* 2, 1988.
- BANKS, J. A., The employment of pre-stressed technique on Alt-na-Lairige dam, Q.17-R.68, Vth ICOLD Congress, Vol. 1, Paris, 1955, pp. 341-357.
- BANKS, J. A., Alt-na-Lairige pre-stressed concrete dam, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 6, March 1957, pp. 409-444.
- BATTERSBY, D. et al, The promotion, design and construction of Wimbleball, *Journal of Institution of Water Engineers and Scientists*, Vol. 33, N° 5, September 1979, pp. 399-428.
- BAUSTADTER K. and WIDMANN R., The behaviour of the Kolnbrein arch dam, Q.57-R.37, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- BOERSETH I., Use of silica in the Foreevass Dam, Q. 57-R. 30, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- BELLPORT B. P., Behaviour of the Portuguese concrete face rockfill dams, Q. 39-R. 12, Xth ICOLD Congress, Vol. 4, Montreal, 1970.
- BERCHTEN R. A., Repair of the Zeuzier arch dam in Switzerland, Q. 57-R. 40, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- BERUBE M. A. and FOURNIER B., The Sartigan dam in Beauce (Quebec), Canada : an example of concrete deterioration by alkali-aggregate reactions, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 14, N° 3, June 1987, pp. 372-380.
- BICZOC, I., Akademia Kiao, Budapest, 1972.
- BISTER D., et al, Contribution au suivi des barrages en béton français sujets au gonflement ou retrait - Application à des ouvrages adultes (Chambon, Vouglans) et au béton jeune (cas du BCR) / Contribution to monitoring of French concrete dams affected by swelling or shrinkage, Application to adult dams (Chambon, Vouglans) and to fresh concrete (RCC Case), Q. 65-R. 07, XVIIth ICOLD Congress, Vol. 2, Vienna, 1991.
- De BLAS, J., SANCHEZ-SUDON, J.F. and MANUECO, M.G., Thermal analysis of RCC dams. Methodology. Application to Cenza dam, *International Symposium " Roller-compacted concrete dams "*, Santander, Spain, October 1995.
- BOERSETH, I., Use of silica in the Foreevass Dam, Q. 57-R. 30, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.

- BOGLE, J. M. L., Provision for future raising of the Avon dam by the method of stressed cables, Q. 20-R. 02, VIth ICOLD Congress, New York, 1958, Vol. 3, pp. 367-379.
- BOLLO M.F., BOLLO F.F., RIVET J., Auscultation du béton in situ - Recherches sur la qualité et les anomalies éventuelles du béton / Instrumentation for in-situ research about quality and abnormal zone in concrete, Q. 34-R. 08, IXth ICOLD Congress, Volume 3, Istanbul, 1967
- BONALDI P. et al, Thermal cracking due to periodic temperature variations on the downstream face of an arch gravity dam, Instituto Sperimentale Modelli e Strutture Publication 155, Bergamo, ISMES, 1981, pp.13.
- BRITISH CEMENT ASSOCIATION, Sulphate reaction arising from delayed ettringite reaction, Interim Technical Note N°12, 1990.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, Draft for development DD81 : Recommendations for ground anchorages, British Standards Institution, Milton Keynes, 1982.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 8081 : Code of practice for ground anchorages, British Standards Institution, Milton Keynes, 1989, 180 pp.
- BRUCE, D. A. and de PORCELLINIS, Process of concrete dam repair - a recent case history.
- BRUNNER W. J., WU K. H., Cracking of the Revelstoke concrete gravity dam mass concrete, Q. 57-R. 01, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- CABANIOLS P., TAILLEBOT A., CAPPONI P., CAMBEFORT H., MAYER A., Entretien et réparation des barrages / Repair and maintenance of dams, Q. 34-R. 19, IXth ICOLD Congress, Vol. 3, Istanbul, 1967.
- CAMPBELL R. L. and BEAN D. L., Repair of dam intake structures and conduits : case histories, US Army Engineer Waterways Experiment Station Technical Report REMR-CS-16, Washington, 1988, pp.100.
- CAPRIC D. M. et al, The Itaipu hollow gravity dam, International Journal of Adhesion and Adhesives, Vol. 24, N° 5, May 1982, pp. 30-44.
- CAPUZZO M.D., Concrete for power generating plants, Industria Italiana de Cemento, Vol. 50, N° 11, November 1980, pp. 993-1016.
- CARLSON, R. W., Concrete dams built without contraction joints, in Rapid Construction of Concrete Dams, ASCE, New York, 1970, pp. 187-202.
- CARRE A., et al, Cracking in concrete dams from causes other than concrete swelling, Q.57-R.36, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- CAVILL, B. A., Warragamba dam post-tensioned anchors, 1990 ANCOLD Annual Conference, Perth, Western Australia, ANCOLD Bulletin N° 87, April 1991.
- CHONGZHOU S., PIC applications to spillways of Gezhoba project, Proceedings of the Third International Congress on polymers in concrete, Vol. 2, May 1981, Koriyama, Japan, pp. 1097-1107.

- CHOPRA, A. K. and CORNS, C. F., Dynamic method for earthquake resistant design and safety evaluation of concrete gravity dams, Q. 48-R. 6, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 1, New Delhi, 1979, pp. 871-892.
- CLARK R. G. et al, Diagnosis of alkali-aggregate reactivity in a concrete dam and monitoring by sonic velocity measure, Institute of Measurement and Control, Technical Diagnostics, Proceedings of Symposium, London, November 1981, pp. 175-182.
- CLOUGH R. W. and NIWA A., Earthquake simulator research on arch dam models, Dynamic modelling of concrete structures, SP-73, American Concrete Institute, Detroit, 1982, pp. 83-105.
- COGHLAN G. T. and VANDERPOEL A., Vesuvius Dam Spillway : A case history of concrete performance, failure and repair, Concrete International Design and Construction, Vol. 2, N° 5, May 1980, pp. 42-44.
- COMBES, L. H., COLE, R. G. and CLARK, R. M., Remedial measures to Val-de-la-Mare dam, Jersey, Case History, BNCOLD Symposium, Paper 3.3, Newcastle, 1975, pp. 1-10.
- COLE, R. G. and HORSWILL, P., Alkali-silica reaction : Val-de-la-Mare dam, Jersey, Case History, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 84, December 1988, pp. 1237-1259.
- COLE W.F. et al, Products formed in an aged concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 11, N° 3, May 1981, pp. 443-454.
- COLEBATCH, G.T. and WILKINS, J.K., Design of Catagunya pre-stressed dam, Q. 26-R. 17, VIIIth ICOLD Congress, Rome, 1961, Vol. 2, pp. 261-288.
- COMBELLES J., DAUGE M., DUBOIS P. et LONDE P., Quelques exemples de détection d'anomalies et dégradations de barrages français / Examples of detection of anomalies and damage at French dams, Q. 49-R. 24, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 2, New Delhi, 1979.
- CONCRETE SOCIETY, Non structural cracks in concrete, Technical Report N° 22, 3rd Edition, Concrete Society, Slough, 1992.
- CONCRETE SOCIETY, Alkali-silica reaction : minimising the risk of damage to concrete, Technical Report N° 30, Slough, 1995.
- COOMBES L. H., Val de la Mare Dam, Jersey, Channel Islands, Proceedings of a Symposium on the effect of alkalis on the properties of concrete, (Poole, A.B. Ed.), London, September 1976, Slough, C&CA, 1979, pp. 357-371.
- COOMBES, L.H., COLE, R.G. and CLARK, R.M., Remedial Measures to Val-de-la-Mare Dam following alkali-aggregate reactivity, Proceedings BNCOLD Symposium, Paper 3.3, Newcastle, 1975, pp. 1-10.
- DAHLBLOM, O. and HACON, T., A program for simulation of temperature in hardening concrete, Swedish State Power Board, Stockholm, 1990/91.
- DAHLBLOM, O. and HACON, T., A program for simulation of stress in hardening concrete, Swedish State Power Board, Stockholm, 1992/93.

- DANIELSEN S. W., NEBDAL SVENDSEN V., Ageing of Norwegian concrete dams with emphasis on alkali-aggregate reactions, Q. 65-R. 35, XVIIth ICOLD Congress, Vol. 2, Vienna, 1991.
- DATTA O.P., Concrete expansion at the Rihand dam, India, Water Power and Dam Construction, Vol. 39, November 1987, pp. 43-44.
- DEMMER W. and LUDESCHER H., Measures taken to reduce uplift and seepage at Kolnbrein dam, Q. 58-R. 81, XVth ICOLD Congress, Vol. 3, Lausanne, 1985.
- DESHMUKH, A.M., Contraction joint grouting in the Idikki Arch Dam, Indian Concrete Journal, Vol. 51, N° 9, September 1977, pp. 263-266.
- DOLAR-MANTUANI, L., Handbook of concrete aggregates: a petrographic and technological evaluation, Noyes Publications, Park Ridges, New Jersey, USA, 1983.
- DOWLING, M. J. and HALL J. F., Non-linear seismic analysis of arch dams, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, N° 4, April 1989, pp 768-789.
- DUNSTAN, M. R. H., Author's introduction to «Results of a thermocouple study in mass concrete in the Upper Tamar Dam» by DUNSTAN, M. R. H. and MITCHELL, P. B., Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 60, November 1976, pp. 669-697.
- DUNSTAN, M. R. H. and MITCHELL, P. B., Results of a thermocouple study in mass concrete in the Upper Tamar Dam, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 60, February 1976, pp. 27-52.
- EDWARDS, R. G. and PETERSON, J. C., Cooling of RCC concrete, International Symposium « Roller-compacted concrete dams », Santander, Spain, October 1995.
- EL-AIDI B., HALL J. F., Non-linear earthquake response of concrete gravity dams Part 1 : Modelling, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, N° 6, August 1989, pp. 837-851.
- EL-AIDI B., HALL J.F., Non-linear earthquake response of concrete gravity dams Part 2: Behaviour, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, N° 6, August 1989, pp. 853-865.
- EMBORG, M., Thermal stresses in concrete structures at early ages, Lulea University of Technology, 1989.
- EVANS, J. D., TYE, P. F. and LITTLEJOHN, G. S., Investigations at Argal dam, British Dam Society Conference " Reservoir Safety and the Environment ", Exeter, 1994.
- FANELLI M., FERRARA G. and GIUSEPPETTI G., The fracture mechanics research applied to concrete co-ordinated by ENEL to study the dam fracture problem, Q. 57-R. 39, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- FEDDERSEN, I., Anchors for improving the stability of Eider dam, Germany, VSL International Ltd., Switzerland.
- FORBES, B. A., GILLON, B. R. and DUNSTAN, T. G., Cooling of RCC and

- construction techniques adopted for Victoria Dam, Australia, Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China.
- FIDJESTOL, and NIELSEN, Field Test of Reinforcement Corrosion in Concrete, ACI Publication SP-65, Performance of Concrete in Marine Environment, Detroit, 1980, pp. 205-222.
- FIP, Corrosion and corrosion protection of pre-stressed ground anchorages, State-of-the-art Report, Thomas Telford, 1986.
- FIP, High strength concrete, FIP/CEB Bulletin N° 197, 1990.
- FLORENTINO, C. et al, Tests for stress measurements from outer faces of a buttress dam, Proceedings of International Symposium on Testing In-situ of Concrete Structures, Budapest, September 1977, RILEM, Vol. 2, pp. 61-77.
- FUJISAWA T. and NAGAYAMA I., Cause and control of cracks by thermal stress in concrete dams, Q.57-R.07, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- GARKUN L. M. and SHAIKIN B. V., Specification of measures for control of the temperature regime in the mass concrete blocks of dams built in Siberia, Gidrotechniceskoe stroitel stvo, N° 6, June 1978, pp.8-11.
- GENTILE, G., Study, preparation and placement of low cement concrete with special regard to its use in solid gravity dams, Q. 30-R. 16, VIIIth ICOLD Congress, Vol. 3, Edinburgh, 1964.
- GEOLOGICAL SOCIETY, Aggregates: sand gravel and crushed rock aggregates for construction purposes, Ed. Smith, M.R. and Collis, L., Geological Society, Engineering Geology Special Publication N° 9, 1993.
- GERINGER, J. J., The design and construction of the groutable crack joints of Wolwedans dam, International Symposium «Roller-compacted concrete dams», Santander, Spain, October 1995.
- GIOVAMBATTISTA, A., Uruguay dam. Thermal analysis design criteria and performance, International Symposium “ Roller-compacted concrete dams ”, Santander, Spain, October 1995.
- GONZALEZ-SERENO, M. and BARRAU-PELOCHE, J. M., A thermal study of the Sierra Brava dam. A comparison of a mathematical model with real temperature recordings, International Symposium “ Roller-compacted concrete dams ”, Santander, Spain, October 1995.
- GOSSCHALK E. M, et al, Overcoming the build-up of stresses, cracking and leakage in Mullardoch dam, Scotland. Q. 65-R. 26, XVIIth ICOLD Congress, Vol. 2, Vienna, 1985.
- GOUDY, A. P. and CARLYLE, W., Discussion on “ Shek Pik submarine pipeline, Hong Kong Water supply, Shek Pik Dam ”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 35, September 1966, pp. 145-169.
- GRAVES R. H. and DERUCHER K. N., Concrete temperature control during dam construction, Water Power & Dam Construction, Vol. 39, N° 5, May 1987, pp. 17-20.

- GRAVES, R. H. and DERUCHER, K. N., Interface smeared crack model analysis of concrete dams in earthquakes, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Engineering.
- GREEMAN, A., French to abandon crumbling Chambon, New Civil Engineer, 14 August 1986, pp 18-21.
- GUIRAUD, P., Barlac : a hydraulic binder adapted to roller-compacted concrete, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- HAMMERSLEY, G. P., Alkali-silica reaction in dams and other major water retaining structures : diagnosis and assessment, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 84, December 1988, pp. 1193-1211.
- HATTINGH, L. C., HEINZ, W. F. and OOSTHUIZEN, C., Joint grouting of a RCC arch/gravity dam: practical aspects, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- HESS, J., Design and materials for Auburn dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- HEYWOOD, P., Buttress will support high arch. (Kölnbrein dam, Austria), Engineering News Record, Vol. 222, N° 17, 27 April 1989, pp. 31-33.
- HILF, J. W., Rolled concrete dams using gap-graded aggregate, American Society of Civil Engineers, Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 113, N° 1, March 1987, pp. 27-33.
- HINKS, J. L. et al, Post-tensioning Mullardoch dam in Scotland, Water Power and Dam Construction, November 1990.
- HINKS, J. L. and COPLEY, A. F., Thermal analysis for RCC dams, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- HOLLADAY, N. C., Concrete temperature control during dam construction, Water Power and Dam Construction, Vol. 39, N° 5, May 1987, pp 17-20.
- HOLLAND, T. C. et al, Use of silica-fume concrete to repair abrasion-erosion damage in Kinzua Dam stilling basin, Proceedings of Conference " Fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete ", Vol. 2, SP. 91, Detroit, ACI 1986, pp. 841-863.
- HOLLINGWORTH F., DRUYTS F. H. W. M. and MAARTENS W. W., Some South African experiences in the design and construction of rollcrete dams, Q. 62-R. 03, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988.
- HOPMAN, D. R. and CHAMBERS, D. R., Construction of Elk Creek dam, in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
- HOUGHTON, D. L. and HALL, D. J., Elimination of grout on horizontal construction joints at Dworshak dam, Journal of the American Concrete Institute, ACI, Detroit, March 1972.
- HUANG SONGMEI, LIU ENXI, SUN JING, ZHANG JUNFA and JIAN ZHENG., The application of fracture mechanics to fracture analysis of

- concrete dam, SEM-RILEM International Conference on Fracture of concrete and rock, June 1987, Houston, Texas, USA, Bethel, Society for Experimental Mechanics, 1987, pp. 520-527.
- HUGENBERG, T., Alkali-carbonate rock reaction at Center Hill Dam, Tennessee, American Concrete Institute, SP-100, Concrete durability, Katharine and Bryant Mather International Conference, Vol. 2, Detroit, ACI, 1987, pp. 1883-1901.
- HULSHIZER, A. J. and DESAI, A. J., Shock vibration effects on freshly-placed concrete, American Society of Civil Engineers Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 110, N° 2, June 1984, pp. 266-285.
- ICOLD/CIGB, Monitoring of dams and their foundations / Auscultation des barrages et de leurs fondations, Bulletin N° 68, Paris, 1989.
- ICOLD/CIGB, Alkali-aggregate reaction in concrete dams - review and recommendations / Alcali-réaction dans les barrages en béton - Aperçu général et recommandations, Bulletin N° 79, Paris, 1991.
- INGRAFFEA, A. R., LINSBAUER, H. N. and ROSSMANITH, H. P., Computer simulation of cracking in a large arch dam downstream side cracking (Kölnbrein dam),
- SEM-RILEM International Conference on Fracture of concrete and rock, June 1987, Houston, Texas, USA, Bethel, Society for Experimental Mechanics, 1987, pp. 547-557.
- ISMR, Suggested methods for surface monitoring of movements across discontinuities, International Journal of Rock Mechanics, Abstract N° 5, Vol. 21, 1984, pp. 265-276.
- JONES, H., The chill factor, New Civil Engineer, N° 855, 27 July 1989, pp 24-27.
- KADEN, R. A. and SCHRADER E. K., Crack control for spillway chute at Ririe Dam, Cedric Wilson Symposium on expansive cement, SP-64, Detroit, ACI, 1980, pp 259-291.
- KAUFMANN, R., Strengthening and raising of dams using pre-stressed anchors, VSL International Ltd., Switzerland.
- KONJI. O., The temperature control of Nakasujigawa Dam, Engineering for dams, N° 60, September 1991.
- LAFITTE R., Safety of dams with respect to earthquakes, Wasser Energie Luft, Vol. 78, N° 10, 1986, pp. 255-266.
- LAJEAT J. P., MARIN G., Contrôle de la température du béton de masse au barrage de Roselend / Controlling the temperatures in the mass concrete which was placed in Roselend Dam, Vol. 4, C. 17, VIIth ICOLD Congress, Rome, 1961.
- LAJEAT J. P., MARIN G., RACHAIL A. and JELIN G., Mesures prises pour éviter la fissuration des bétons lors de la construction des barrages de Roselend et de Monteynard / The measures taken to prevent cracking of the concrete during the construction of Roselend and Monteynard Dams, Q. 30-R. 03, VIIIth ICOLD Congress, Vol. 3, Edinburgh, 1964.

- LAMA, J. L. and RIO-IGLESIAS, F., Santa Eugenia dam : an impermeable compacted concrete dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- LAMOND, J. F., Twenty-five years' experience using fly ash in concrete. Proceedings of Conference «Fly-ash, silica fume, slag and other mineral by-products in concrete», SP-79, Vol. 1, Detroit, ACI, 1983, pp. 47-69.
- LAPIERRE, N. and STERESCO, M., Behaviour at the joints between the water intake power house block and the bulkheads at the Beauharnois Power Development, Q. 48-R. 09, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 1, New Delhi, 1979.
- LAWSON M., Brakes put on slipping spillway (Morris Sheppard Dam, Texas). Engineering News Record, Vol. 220, N° 23, 9 June 1988, pp. 24-26.
- LEE, C.R. and LAMB, W., Effects of various factors on the extensibility of concrete, Building Research Establishment, CP 15/76, Garston, 1976, pp. 11.
- LINSBAUER, H. N. et al, Simulation of cracking in large arch dam : Part 1, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, N° 7, July 1989, pp. 1579-1598.
- LINSBAUER, H. N., et al, Simulation of cracking in large arch dam : Part 2, American Society for Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, N° 7, July 1989, pp 1599-1630.
- LIONETTI, F. and CRAVIARI, G., Contribution to the study of cracks occurring in mass concrete, through observations made on three large dams of " Azienda Elettrica Municipale " of Milan, Q. 49-R. 43, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 2, New Delhi, 1979.
- LIU, G. T., MAI, J. X., and ZHANG, G. X., Research and practice on Xi Bin roller-compacted concrete thin arch dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- LOMBARDI, G., The role of cohesion in cement grouting of rock, Q. 58-R. 13, XVth ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Vol. 4, pp. 235-261.
- LOMBARDI, G., Damage to arch dams related to transverse force, Wasser Energie Luft, Vol. 80, N° 5/6, 1988, pp 119-125 (in German).
- LOMBARDI, G., Chairman's address to Theme A : Concrete dams - fracture problems, International Symposium on analytical evaluation of dam-related safety problems, Vol. 2, Danish and Icelandic National Committees on Large Dams, Copenhagen, July 1989.
- LOMBARDI, G., La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés, Rev. Franz. Geotechn, N° 51; 1990.
- LOMBARDI, G., Kölnbrein dam : an unusual solution for an unusual problem, Water Power and Dam Construction, June 1991.
- LOMBARDI, G., Concrete dams and their foundations - evaluation for static loading, International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 4, Grindelwald, Switzerland, April 1993, pp. 77-90.

- LOMBARDI, G. and DEERE, D., Grouting design and control using the GIN principle, *Water Power and Dam Construction*, London, June 1993, pp. 15-22.
- LONG-WEI YUAN, Rheological fracture and its application in concrete dam of hydropower station, SEM-RILEM International Conference on Fracture of concrete and rock, June 1987, Houston, Texas, USA, Bethel, Society for Experimental Mechanics, 1987, pp. 689-694.
- LOWE, J., Roller compacted concrete dams - an overview, in *Roller-compacted concrete II*, ASCE, New York, 1988, pp 1-20.
- MACKENZIE, I.D., A study of dry lean concrete applied to the construction of gravity dams, Q.3 8-R. 53, Xth ICOLD Congress, Vol. 3, Montreal, 1970.
- MARTIN, R., Investigations at Blackwater Dam, Argyllshire, Scotland, Q.52-R.18, XIVth ICOLD Congress, Rio de Janeiro, 1982, Vol. 1.
- MASON P.J., The limit design of dam concrete, *Water Power and Dam Construction*, Vol. 33, N° 8, August 1981, pp 36-41.
- McDONALD J. E. and CAMPBELL R. L., The condition of Corps of Engineers civil works concrete structures, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Technical Report REMR-CS-2, Washington D.C., 1985, pp 135.
- MLAKAR P. F., Non-linear response of concrete gravity dams to strong earthquake-induced ground motion, *Computers and Structures*, Vol. 26, N° 1/2, 1987, pp. 165-173.
- MURTHY Y. K. , DAS B. P. and DIVATIA E., Cracking in Hirakud concrete dam, Q. 57-R. 23, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- NAI-EDUAN P., The treatment of broad fractured zone in the foundation rocks under the concrete dam of Tanchianekou project, Q. 48-R. 59, XIIIth ICOLD Congress, New Delhi, 1979, Vol. 1, pp 1047-1071.
- NEWELL, V. A. and WAGNER, C. D., Cracking at Fontana and Hiwassee dams due to concrete growth and remedial measures undertaken.
- NIWA A. and CLOUGH R. W., Non-linear seismic response of arch dams, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, N° 2, March/April 1982, pp. 267-281.
- NOLLET, M. J. and ROBITAILLE, F., General aspect of design and thermal analysis of RCC Lac Robertson dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- NORWEGIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Concrete Structures, Proceedings of Symposium, Trondheim, October 20-21, 1978, pp 253.
- OBERNHUBER P. et al, Numerical analysis for the remedial works of Kölnbrein dam, *Dam Engineering*, Vol. 2, Issue 3, 1991.
- OBERNHUBER P., Remedial works for the Kölnbrein dam : design and analysis, C.7, XVIIth ICOLD Congress, Vol. 4, Vienna, 1991,
- O'CONNOR J. P. F., The finite element analysis of arch dams in wide valleys including the effect of crack formation at the concrete-rock interface.

- Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 79, September 1985, pp. 511-532.
- O'CONNOR, J. P. F., Analysis of large systems - Arch Dams, Proceedings International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, London, Vol. 2, Dec. 1985, pp. 49-55.
- OOSTHUIZEN, C., Performance of RCC arch/gravity dams, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- O'ROURKE, J. E., Grouting of Oroville Dam coreblock, American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, N° 5, May 1977, pp. 367-380.
- PAL, N., Seismic cracking of concrete gravity dams, Proceedings of American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division, Vol. 102, N° ST9, September 1976, pp. 1827-1844.
- PALMER, D., Alkali-aggregate reaction - recent occurrences in the British Isles, Proceedings of the fourth international conference on the effects of alkalis in cement and concrete, Purdue University, June 5-7 1978, Indiana, Purdue University, pp. 285-298.
- PARKER, P. I., The raising of dams with particular reference to the use of stressed cables, Q. 20-R. 44, VIth ICOLD Congress, Vol. 3, New York, 1958, pp. 595-616.
- PAULO, V. A. and SAAD, M. N., Preventive measures to avoid cracks due to temperature changes in mass concrete, Q. 57-R. 03, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- PEASE, J., Keeping a watchful eye on Britain's neglected dams, Construction News, 20 April 1989, pp. 38,39.
- PERFECT, H. G., Concreting at Airy Holm dam, Concrete, Vol. 16, N° 4, April 1982, pp. 12-16.
- PILNY, F., Advancements in mass and face concrete, Q. 43-R. 22, XIth ICOLD Congress, Vol. 3, Madrid, 1973.
- PORTUGUESE NATIONAL COMMITTEE, Some case studies of ageing scenarios control in Portuguese concrete dams, Q. 65-R. 57, XVIIth ICOLD Congress, Vol. 2, Vienna, 1991.
- POSKITT, F. F. and SOYE, J. A., The design and construction of the Spelga Dam, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 1 3, April 1959, pp. 215-217.
- PRICE, W. H., Control of cracking in mass concrete dams, Concrete International Design and Construction, Vol. 4, N° 10, October 1982, pp. 36-44.
- RAPHAEL, J. M., The tensile strength of concrete, Journal of the American Concrete Institute, Detroit, Vol. 81, N° 2, March/April 1984, pp. 158-165.
- RICHARDSON, A. T., Upper Stillwater dam, roller-compacted concrete design and construction concepts, Q. 57-R. 8, XVth ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Vol. 2.

- RICHARDSON, A. T., Performance of Upper Stillwater dam. Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China.
- RILEM, Les essais sur béton par la méthode de l'auscultation dynamique. Recommandations, Annales de l'I.T.B.T.P., N° 309-310, 1973.
- ROBERTS, A. M., The Loch Leven Water Power Works., Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 187, 1911.
- ROBERTS, W. O. W., HINKS, J. L. and GOSSCHALK, E. M., Finite-element modelling of the behaviour of a mass concrete gravity dam, Proceedings of ICOLD Symposium, Copenhagen, 5 July 1989.
- ROBITAILLE, F. and BEAULIEU, J., Lake Robertson dam : construction techniques and RCC properties, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- RUFFLE, N. J. and BUCHANAN, Derwent dam, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 48, March 1971, pp 479-521.
- SABTOURDJIAN, O., Mathematical modelling of temperature stress state of concrete dam blocks constructed by placement lifts, Q. 57-R. 42, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- SAOUMA, V. E., AYARI, M. L. and BOGGS, H., Fracture mechanics of concrete gravity dams, SEM-RILEM International Conference on Fracture of concrete and rock, June 1987, Houston, Texas, USA, Bethel, Society for Experimental Mechanics, 1987, pp. 496-519.
- SCOTT, R. A., Fundamental considerations governing the penetrability of grouts and their ultimate resistance to displacement, Proceedings of Conference on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, Institution of Civil Engineers, Butterworth, London, May 1963.
- SHIGOYASHI, N. and SADAMU, O., Trends of pre-cooling in concrete, Concrete Journal, N° 315, December 1991.
- SILVA MATOS, D. and CAMELO, A., Repair of Pracana Dam, Technical Symposium on Maintenance of old dams, Comité Français des Grands Barrages, Chambéry, 1993.
- SIMS G. P. and EVANS D. E., Alkali-silica reaction: Kamburu Spillway, Kenya, a case history, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 84, December 1988, pp. 1213-1235.
- SINGHAL A. C., NUSS L. K., Cable anchoring of deteriorated arch dam, American Society of Civil Engineers, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 5, N° 1, February 1991, pp. 19-36.
- SKRIKERUD, P., Models and calculation methods for the crack behaviour of plain concrete structures under earthquake stressing, Institut fur Baustatik und Konstruktion, Bericht Nr 139, Zurich, 1983, pp. 131 (English summary).
- SKRIKERUD, P. and BACHMANN, H., Discrete crack modelling for dynamically loaded unreinforced concrete structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 1986, pp. 297-315.

- SNAPE, D., KNIGHT, S. and RENN, T., Warragamba dam interim flood protection measures, 1990 ANCOLD Annual Conference, Perth, Western Australia, ANCOLD Bulletin N° 87, April 1991.
- SNIDER, S. H. and SCHRADER, E. K., Monksville Dam : design evolution and construction. (New Jersey), in Roller-compacted concrete II. ASCE, New York, 1988, pp 220-235.
- SPARKES, S. R. and CASSELL, The use of models in arch dams. Arch dams : A review of British research and development. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 60, November 1976, pp. 669-697.
- STAUBLE H., et al, Cracking of boreholes in arch dams due to high pressure grouting. Proceedings of International Conference on Dam Fracture, Boulder, USA, September 1991.
- SWANSON A. A. and SHARMA R. P., Effects of the 1971 San Fernando earthquake on Pacoima Arch dam, Q. 48-R. 3, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 1, New Delhi, 1979, pp. 797-824.
- TATE, C., Discussion to «Development of high flyash content concrete» by M.R.H. DUNSTAN, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, April 1985, pp. 413-434.
- TATRO S. B. and SCHRADER E. K., Thermal considerations for roller-compacted concrete, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 82, N° 2, March-April 1985, pp. 119-128.
- TATSUO, K., The vacuum pre-cooling of aggregate at Sagurigawa Dam, Large Dams, N° 131, March 1990.
- TATSUO, K., NAOSHI, Y. and SHIGAO, K., The vacuum pre-cooling of aggregate for dam concrete, Engineering for dams, N° 36, December 1989.
- TEJADA, L. C., Roller-compacted concrete mix design for Porce II dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- TU CHUANLIN, A study of the cracking of Zhexi diamond head buttress dam and its strengthening measures, Q. 57-R. 38, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
- TUTHILL L. H., Alkali-silica reaction - 40 years later, Concrete International Design and Construction, Vol. 4, N° 4, April 1982, pp 32-36.
- US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION, Performance of concrete exposed to natural weathering, USAEWES TR 6-553, Vicksburg, 1960.
- VARGAS-LOLI L. M. and FENVES G. L., Effects of concrete cracking on the earthquake response of gravity dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, N° 4, May 1989, pp. 575-592
- VISVESVARAYA H.C., RAJKUMAR C. and MULLICK A.K., Analysis of distress due to alkali-aggregate reaction in gallery structures of a concrete dam. Proceedings of the 7th International Conference " Concrete alkali-aggregate

- reactions ", National Research Council of Canada, Ontario, Canada, 1986. Park Ridge, New Jersey, Noyes Publications, 1987, pp 188-193.
- VUORINEN J., Main properties of concrete as influenced by type of cement, Bulletin 36a, Cements for concrete for large dams, Paris, ICOLD 1981, pp 13-29.
- WANG, B. and WANG, D., Continuous placement technique without partition for Puding RCC arch dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- WARNING, S. T., Chemical grouting of water-bearing cracks, Concrete International Design and Construction, Vol. 8, N° 8, August 1986, pp. 16-21.
- WAWRZYNEK, R. A., Simulation of cracking in large arch dam : part 1 and part 2, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol 115, N° 7, July 1989, pp. 1599-1630.
- WIDMANN R. and WAGNER E., Cracks around the abutment of concrete dams, Proceedings of International Conference on Dam Fracture, Boulder, USA, September 1991.
- WILLIAMS, A. C. and SNAPE, D. W., Development of re-stressable tendons and post-tensioning of Manly dam, Q. 52-R. 52, XIVth ICOLD Congress, Rio de Janeiro, 1982, Vol. 3, pp. 867-892.
- WINNEY, M., Alkali-aggregate threatens future of Val de la Mare Dam, New Civil Engineer, 29 May 1980, pp. 14-15.
- WONG, N. C., FELDSHER, T. B., WRIGHT, R. S. and JOHNSON, D. H., Final design and construction of Gibraltar dam strengthening, in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992.
- WUHRMANN E., Regenerierung von schadhaftem Beton hinsichtlich Festigkeit und Dichtigkeit, Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Heft 77, 1986.
- YAMAZUMI, HARITA, JIKAN and KIDO, A study of thermal control on RCD dam, International Symposium " Roller-compacted concrete dams ", Santander, Spain, October 1995.
- YONEZAWA T., TAKAHI K., YAMAGUCHI Y. and JIKAN S., Measurement and analysis of cracks caused by thermal stress in mass concrete, Q. 62-R. 04, XVth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988.
- ZHANG JINGJIAN and ZHENG SHISHAN, The crack growth analysis for the heel notch of the gravity dam, SEM-RILEM International Conference on Fracture of concrete and rock, June 1987, Houston, Texas, USA, Bethel, Society for Experimental Mechanics, 1987, pp. 539-546.
- ZIENKIEWICZ, O. C., Computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams, Proceedings of International Conference on Dams and Earthquake, London, pp.171-178.
- ZIENKIEWICZ, O. C. et al, Earthquake response of earth and concrete in the partial damage range, Q. 51-R. 14, XIIIth ICOLD Congress, Vol. 2, New Delhi, 1979, pp 1033-1047.

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : avril 1997
N° 18550
ISSN 0534-8293

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>