

ROLLER-COMPACTED CONCRETE DAMS

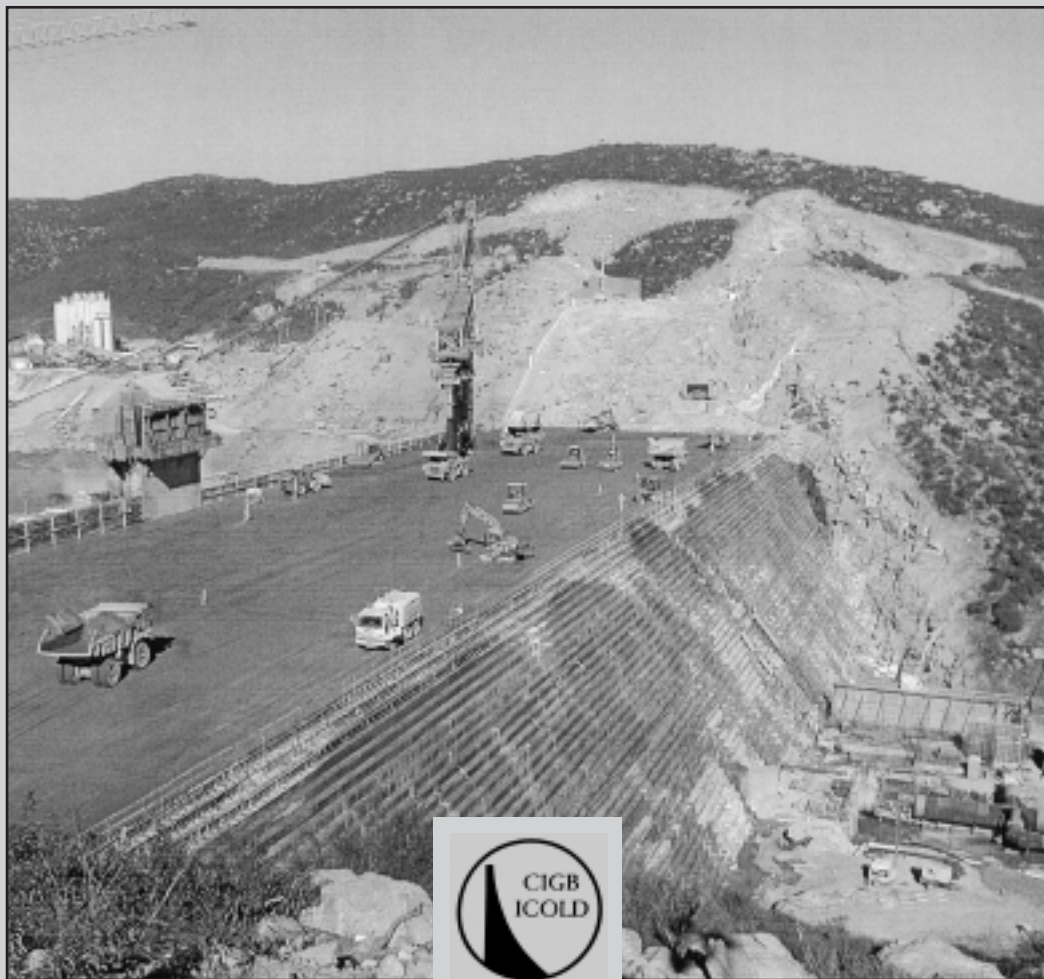
State of the art and case histories

BARRAGES EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU

Technique actuelle et exemples

Bulletin 126

ROLLER-COMPACTED CONCRETE DAMS
BARRAGES EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU



2003

AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :

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.

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 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.

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.

Original text in English
French translation by Y. Le May

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

ROLLER-COMPACTED CONCRETE DAMS

State of the art and case histories

BARRAGES EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU

Technique actuelle et exemples

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71
E-mail : secretaire.general@icold-cigb.org
Sites : www.icold-cigb.org & www.icold-cigb.net

COMMITTEE ON CONCRETE FOR DAMS
COMITÉ DU BÉTON POUR BARRAGES

(1991-2000)

Chairman/Président

U S A /États-Unis J.R. GRAHAM (1992-1997)
Canada/Canada R.G. CHARLWOOD (since/depuis 1997)

Vice Chairman/Vice-Président

France/France J. LAUNAY (since/depuis 1997)

Members/Membres

Australia/Australie M. PEGG (to/jusqu'en 1996)
B. FORBES (since/depuis 1997)
Austria/Autriche H. LUDESCHER (to/jusqu'en 1995)
H. HUBER (since/depuis 1996)
Brazil/Brésil W.P. DE ANDRADE (to/jusqu'en 1995)
F.R. ANDRIOLO (since/depuis 1996)
Canada/Canada J. HOUDE (to/jusqu'en 1994)
R. CHARLWOOD (1995-1997)
China/Chine SHEN CHONGGANG (to/jusqu'en 1998)
JIA JINSHENG (since/depuis 1999)
Croatia/Croatie V. UKRAINCZYK
France/France J. LAUNAY (to/jusqu'en 1996)
M. GUERINET (since/depuis 2000)
United Kingdom/Royaume-Uni M.R.H. DUNSTAN
India/Inde B.J. PARMAR
Iran/Iran M.E. OMRAN (to/jusqu'en 1997)
A.A. RAMAZANIANPOUR
(since/depuis 1998)
Italy/Italie M. BERRA
Japan/Japon S. NAGATAKI (to/jusqu'en 1997)
O. ARAI (since/depuis 1998)
Norway/Norvège O.J. BERTHELSEN (since/depuis 1996)
Portugal/Portugal A. CAMELO
Russia/Russie A.D. OSIPOV
South Africa/Afrique du Sud J. KROON
H. ELGES (Alternate/Remplaçant)
Spain/Espagne J.M. GAZTANAGA (to/jusqu'en 1999)
J. BUIL S. (since/depuis 2000)
Sweden/Suède J. ALEMO
Switzerland/Suisse H. KREUZER (since/depuis 1999)
U S A /États-Unis V. ZIPPARRO (since/depuis 1999)

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. PROJET DE BARRAGES BCR
3. MATÉRIAUX
4. CHOIX DES DOSAGES
5. CONSTRUCTION
6. CONTRÔLE QUALITÉ
7. COMPORTEMENT
8. AUTRES UTILISATIONS
DU BCR DANS LA
CONSTRUCTION
DE BARRAGES
9. DÉVELOPPEMENT
DES BARRAGES-VOÛTES
BCR EN CHINE
10. LE BARRAGE EN REMBLAI
DUR

ANNEXES

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. DESIGN OF RCC DAMS
3. MATERIALS
4. SELECTION OF MIXTURE
PROPORTIONS
5. CONSTRUCTION
6. QUALITY CONTROL
7. PERFORMANCE
8. OTHER USES OF RCC IN DAM
CONSTRUCTION
9. THE DEVELOPMENT
OF RCC ARCH DAMS
IN CHINA
10. THE “HARD-FILL” DAM

APPENDICES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	20
1. INTRODUCTION	24
1.1. Objet du Bulletin	24
1.2. Historique du développement des barrages BCR	28
1.3. Avantages et inconvénients de la construction de barrages BCR	34
1.4. Concepts de projet actuels	38
1.5. Évolution de la conception des barrages BCR	46
1.6. Références	50
2. PROJET DE BARRAGES BCR	56
2.1. Introduction	56
2.2. Considérations relatives au projet	58
2.2.1. Barrages-poids	58
2.2.2. Barrages-voûtes	62
2.2.3. Aspects sismiques	66
2.3. Considérations thermiques	68
2.3.1. Causes de fissures dans le béton de masse	68
2.3.2. Maîtrise des températures	68
2.3.3. Joints de contraction	74
2.4. Autres considérations	78
2.4.1. Galeries	78
2.1.2. Évacuateurs de crue	78
2.4.3. Ouvrages annexes et éléments incorporés	80
2.4.4. Appareils d'auscultation	80
2.5. Références	84
3. MATÉRIAUX	88
3.1. Généralités	88
3.2. Liants	88
3.2.1. Généralités	88
3.2.2. Ciment	90
3.2.3. Adjuvants minéraux	92
3.3. Granulats	96
3.3.1. Généralités	96

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	21
1. INTRODUCTION	25
1.1. Purpose	25
1.2. History of development of RCC dams	29
1.3. Advantages and disadvantages of RCC dam construction	35
1.4. Current design concepts	39
1.5. Trends in RCC dam design	47
1.6. References	50
2. DESIGN OF RCC DAMS	57
2.1. Introduction	57
2.2. Design considerations	59
2.2.1. Gravity dams	59
2.2.2. Arch dams	63
2.2.3. Seismic aspects	67
2.3. Thermal considerations	69
2.3.1. Causes of cracks in mass concrete	69
2.3.2. Temperature control	69
2.3.3. Contraction joints	75
2.4. Other considerations	79
2.4.1. Galleries	79
2.4.2. Spillways	79
2.4.3. Appurtenant structures and inserts	81
2.4.4. Instrumentation	81
2.5. References	84
3. MATERIALS	89
3.1. General	89
3.2. Cementitious materials	89
3.2.1. General	89
3.2.2. Cement	91
3.2.3. Mineral admixtures	93
3.3. Aggregates	97
3.3.1. General	97

3.3.2. Gros granulats	98
3.3.3. Granulats fins	100
3.3.4. Granulométrie globale	102
3.4. Adjuvants	106
3.5. Références	110
4. CHOIX DES DOSAGES	112
4.1. Généralités	112
4.1.1. Perméabilité	112
4.1.2. Densité	116
4.1.3. Résistance mécanique	118
4.1.4. Ségrégation	120
4.1.5. Maniabilité	120
4.1.6. Durabilité	122
4.1.7. Conditions de construction	122
4.2. Méthodes de dosage	124
4.3. L'approche « béton » pour le choix des dosages	124
4.3.1. Méthodes de choix	124
4.3.2. Dosages en gros granulats et en granulats fins en vue d'obtenir le minimum de vides	126
4.3.3. Dosage en pâte	128
4.3.4. Détermination du rapport pâte/mortier	128
4.3.5. Dosage en gros granulats	130
4.3.6. Méthode RCD	130
4.4. L'approche « sols » pour le choix des dosages	132
4.4.1. Méthode de la densité maximale	132
4.4.2. Méthode des mélanges soumis à des essais	134
4.5. Affinement des dosages	134
4.5.1. Mélanges pour essais en laboratoire	134
4.5.2. Mélanges pour essais en laboratoire de chantier	136
4.5.3. Essais en vraie grandeur	136
4.6. Dosages types	138
4.7. Références	140
5. CONSTRUCTION	144
5.1. Généralités	144
5.2. Production des granulats	146

3.3.2. Coarse aggregate	99
3.3.3. Fine aggregate	101
3.3.4. Overall grading	103
3.4. Admixtures	107
3.5. References	110
4. SELECTION OF MIXTURE PROPORTIONS	113
4.1. General	113
4.1.1. Permeability	113
4.1.2. Density	117
4.1.3. Strength	119
4.1.4. Segregation	121
4.1.5. Workability	121
4.1.6. Durability	123
4.1.7. Construction conditions	123
4.2. Approaches to mixture proportioning	125
4.3. “Concrete” approach to selection of mixture proportions	125
4.3.1. Methods of selection	125
4.3.2. Proportioning the coarse and fine aggregates for minimum voids	127
4.3.3. Proportioning the paste	129
4.3.4. Determining the paste/mortar ratio	129
4.3.5. Proportioning the coarse aggregate	131
4.3.6. RCD method	131
4.4. “Soils ” approach to selection of mixture proportions	133
4.4.1. Maximum density method	133
4.4.2. Trial mixture method	135
4.5. Refinement of mixture proportions	135
4.5.1. Laboratory trial mixes	135
4.5.2. Site laboratory trial mixes	137
4.5.3. Full-scale trial	137
4.6. Typical mixture proportions	139
4.7. References	140
5. CONSTRUCTION	145
5.1. General	145
5.2. Aggregate production	147

5.3. Fabrication du BCR	146
5.4. Transport et mise en place	148
5.4.1. Transport par camions jusqu'à la zone de bétonnage	150
5.4.2. Tapis transporteur jusqu'au barrage, avec camions sur la surface du barrage	152
5.4.3. Autres méthodes de transport	152
5.4.4. Début du bétonnage	152
5.4.5. Épandage	154
5.4.6. Épaisseur des couches	156
5.5. Compactage	158
5.6. Joints entre couches de BCR	162
5.7. Joints de contraction	170
5.7.1. Types de joints de contraction	170
5.7.2. Injection des joints de contraction	170
5.8. Constitution des parements des barrages BCR	172
5.8.1. Béton de parement contre des coffrages	174
5.8.2. BCR contre des coffrages	176
5.8.3. Panneaux en béton préfabriqués	176
5.8.4. Éléments de parement exécutés au moyen d'un coffrage glissant	176
5.8.5. Membrane externe	178
5.8.6. Blocs en béton préfabriqués	178
5.8.7. Parement aval non coffré	178
5.8.8. Autres méthodes	180
5.8.9. Évacuateurs de crue en forme d'escalier	180
5.9. Galeries	180
5.10. Cure et protection du BCR	182
5.11. Références	184
6. CONTRÔLE QUALITÉ	188
6.1. Généralités	188
6.2. Installations de dosage et de malaxage	188
6.3. Matériaux	190
6.4. Essais en vraie grandeur	192
6.5. Inspection et essais au cours de la mise en place du béton	194
6.6. Contrôle du béton frais	198
6.7. Contrôle du béton durci	202

5.3. Production of RCC	147
5.4. Transportation and placing	149
5.4.1. Trucks to point of placement	151
5.4.2. Conveyor with trucks on the surface of the dam	153
5.4.3. Other methods of transportation	153
5.4.4. Start of placement	153
5.4.5. Spreading	155
5.4.6. Thickness of layers	157
5.5. Compaction	159
5.6. Joints between layers of RCC	163
5.7. Contraction joints	171
5.7.1. Forms of contraction joint	171
5.7.2. Grouting of contraction joint	171
5.8. Forming the faces of RCC dams	173
5.8.1. Facing concrete against formwork	175
5.8.2. RCC against formwork	177
5.8.3. Pre-cast concrete panels	177
5.8.4. Slip-forming of facing elements	177
5.8.5. External membrane	179
5.8.6. Pre-cast concrete blocks	179
5.8.7. Unformed downstream face	179
5.8.8. Other methods	181
5.8.9. Stepped spillways	181
5.9. Galleries	181
5.10. Curing and protection of RCC	183
5.11. References	184
6. QUALITY CONTROL	189
6.1. General	189
6.2. Concrete batching and mixing plant	189
6.3. Materials	191
6.4. Full-scale trial	193
6.5. Inspection and testing during placement	195
6.6. Control of fresh concrete	199
6.7. Control of hardened concrete	203

6.8. Formation	206
6.9. Références	206
7. COMPORTEMENT	208
7.1. Généralités	208
7.2. Comportement in situ	208
7.3. Références	212
8. AUTRES UTILISATIONS DU BCR DANS LA CONSTRUCTION DE BARRAGES	214
8.1. Généralités	214
8.2. Barrage de Tarbela, Pakistan	214
8.3. Protection de barrages en remblai contre des déversements	216
8.4. Renforcement de barrages en béton par des contreforts	222
8.5. Références	224
9. DÉVELOPPEMENT DES BARRAGES-VOÛTES BCR EN CHINE ..	226
9.1. Introduction	226
9.2. Conception des barrages-voûtes BCR	226
9.2.1. Dispositions générales	228
9.2.2. Joints et injection des barrages-voûtes BCR	230
9.3. Dosages adoptés dans les barrages-voûtes BCR	234
9.4. Maîtrise des températures et calcul des contraintes thermiques	238
9.5. Comportement de barrages BCR Chinois	240
9.6. Résumé	242
9.7. Références	244
10. LE BARRAGE EN REMBLAI DUR	246
10.1. Introduction	246
10.2. Le barrage en remblai dur à profil symétrique	246
10.2.1. Concept de base	246
10.2.2. Cas de charges exceptionnelles	252
10.2.3. Détail de conception d'un barrage en remblai dur	252
10.2.4. Perméabilité et déformabilité	254
10.2.5. Comportement thermique	254
10.3. Dosages et mise en place du BCR	254
10.3.1. Dosages du BCR	254
10.3.2. Mise en place	256

6.8. Training	207
6.9. References	206
7. PERFORMANCE	209
7.1. General	209
7.2. In-situ performance	209
7.3. References	212
8. OTHER USES OF RCC IN DAM CONSTRUCTION	215
8.1. General	215
8.2. Tarbela Dam, Pakistan	215
8.3. Overtopping protection for embankment dams	217
8.4. Buttressing of concrete dams	223
8.5. References	224
9. THE DEVELOPMENT OF RCC ARCH DAMS IN CHINA	227
9.1. Introduction	227
9.2. Design of RCC arch dams	227
9.2.1. Layout	229
9.2.2. Joint and grouting of RCC arch dams	231
9.3. Mixture proportions used in RCC arch dams	235
9.4. Thermal control and thermal stress analysis	239
9.5. Performance of RCC dams in China	241
9.6. Summary	243
9.7. References	244
10. THE “HARD-FILL” DAM	247
10.1. Introduction	247
10.2. The faced symmetric hardfill dam	247
10.2.1. Design basis	247
10.2.2. Exceptional loading cases	253
10.2.3. Detail design for hard-fill dam	253
10.2.4. Permeability and deformability	255
10.2.5. Thermal behaviour	255
10.3. RCC mixture proportions and placement	255
10.3.1. RCC mixture proportions	255
10.3.2. Placement	257

10.4. Barrages CSG	256
10.5. Coûts	258
10.6. Références	260
ANNEXES (*)	261
Annexe A : Exemples	263
A-1 : Barrage Willow Creek, États-Unis	265
A-2 : Barrage Tamagawa, Japon	269
A-3 : Barrage Upper Stillwater, États-Unis	273
A-4 : Barrage Santa Eugenia, Espagne	279
A-5 : Barrage Wolwedans, Afrique du Sud	283
A-6 : Barrage-voûte BCR Puding, Chine	288
A-7 : Barrage-poids BCR Shanzai, Chine	293
A-8 : Barrage Jordão, Brésil	297
Annexe B : Liste de tous les barrages BCR achevés et en cours de construction à la fin de l'année 2001	301

(*) En anglais seulement

10.4. CSG dams	257
10.5. Costs	259
10.6. References	260
APPENDICES (*)	261
Appendix A : Case histories	263
A-1 : Willow Creek dam, USA	265
A-2 : Tamagawa dam, Japan	269
A-3 : Upper Stillwater dam, USA	273
A-4 : Santa Eugenia dam, Spain	279
A-5 : Wolwedans dam, South Africa	283
A-6 : Puding dam, China	288
A-7 : Shanzai dam, China	293
A-8 : Jordão dam, Brazil	297
Appendix B : List of all RCC dams completed and under construction at the end of 2001	301

(*) In English only

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. Barrages BCR achevés à la fin de 1986
- Fig. 2. Barrages BCR achevés et en construction à la fin de 1996
- Fig. 3. Nombre cumulé de barrages en béton compacté au rouleau, différenciés par type, construits chaque année
- Fig. 4. Liants utilisés dans des barrages BCR
- Fig. 5. Ciments utilisés dans des barrages BCR
- Fig. 6. Types d'adjuvants minéraux
- Fig. 7. Dimensions maximales des granulats utilisés dans des barrages BCR
- Fig. 8. Nombre de classes de granulats utilisées dans des barrages BCR
- Fig. 9. Adjuvants utilisés dans des barrages BCR
- Fig. 10. Relation entre la perméabilité globale in situ (incluant celle des joints) et le dosage en liant des bétons d'ouvrages BCR
- Fig. 11. Relation entre la densité in situ et le rapport pâte/mortier
- Fig. 12. Bétonnières utilisées pour la fabrication du BCR
- Fig. 13. Méthodes de transport du BCR de la centrale à béton jusqu'à la zone de bétonnage
- Fig. 14. Épaisseurs de couches adoptées dans des barrages BCR
- Fig. 15. Méthodes utilisées pour constituer le parement amont des barrages BCR
- Fig. 16. Méthodes utilisées pour constituer le parement aval des barrages BCR
- Fig. 17. Méthodes utilisées pour constituer les parements des évacuateurs de crue des barrages BCR
- Fig. 18. Méthodes utilisées pour construire des galeries dans des barrages BCR
- Fig. 19. Facteurs influant sur la maîtrise des températures
- Fig. 20. Profil en travers de la réhabilitation du barrage Brownwood Country Club
- Fig. 21. Photo du barrage Xingo terminé
- Fig. 22. Conditions de stabilité d'un barrage-poids en béton classique
- Fig. 23. Conditions de stabilité d'un barrage en remblai dur à profil en travers symétrique

LIST OF FIGURES ET TABLES

- Fig. 1. RCC dams completed at the end of 1986
- Fig. 2. RCC dams completed and under construction at the end of 1996
- Fig. 3. Cumulative number of dams constructed each year differentiated by classification
- Fig. 4. Cementitious materials used in RCC dams
- Fig. 5. Cements used in RCC dams
- Fig. 6. Forms of mineral admixtures
- Fig. 7. Maximum size of aggregates used in RCC dams
- Fig. 8. Number of sizes of aggregates used in RCC dams
- Fig. 9. Admixtures used in RCC dams
- Fig. 10. Relationship between total in-situ permeability (including at joints) and cementitious content for concretes from RCC structures
- Fig. 11. Relationship between in-situ density and paste/mortar ratio
- Fig. 12. Mixers used for the production of RCC
- Fig. 13. Methods of transportation from the concrete plant to the point of placement
- Fig. 14. Thickness of layers used in RCC dams
- Fig. 15. Methods used to form the upstream face of RCC dams
- Fig. 16. Methods used to form the downstream face of RCC dams
- Fig. 17. Methods used to form the spillways of RCC dams
- Fig. 18. Methods used to form the galleries of RCC dams
- Fig. 19. Factors influencing temperature control
- Fig. 20. Cross-section of Brownwood Country Club dam rehabilitation
- Fig. 21. Photograph of the completed Xingo dam
- Fig. 22. Stability conditions in a traditional concrete gravity dam
- Fig. 23. Stability conditions in a fully-symmetrical hard-fill dam

Fig. 24.	∅ pour le barrage en remblai dur à profil symétrique
Fig. 25.	Profil en travers du batardeau amont au barrage Kubusugawa
Fig. A-0	Évolution de la résistance de barrages BCR types
Fig. A-1.1	Photo du barrage Willow Creek peu après le remplissage de la retenue
Fig. A-1.2	Coupe transversale type du barrage Willow Creek
Fig. A-1.3	Barrage Willow Creek en cours de construction
Fig. A-2.1	Photo du barrage Tamagawa
Fig. A-2.2	Coupe transversale type du barrage Tamagawa
Fig. A-3.1	Photo du barrage Upper Stillwater après achèvement
Fig. A-3.2	Coupe transversale type du barrage Upper Stillwater
Fig. A-3.3	Évacuateur de crue en marches d'escalier du barrage Upper Stillwater, en cours de fonctionnement
Fig. A-4.1	Photo du barrage Santa Eugenia
Fig. A-4.2	Coupe transversale type du barrage Santa Eugenia
Fig. A-5.1	Photo du barrage Wolwedans
Fig. A-5.2	Vue en plan du barrage Wolwedans
Fig. A-5.3	Coupe transversale de l'évacuateur de crue du barrage Wolwedans
Fig. A-6.1	Photo du barrage Puding
Fig. A-6.2	Vue en plan du barrage Puding
Fig. A-6.3	Coupe transversale type du barrage Puding
Fig. A-7.1	Photo du barrage Shanzai
Fig. A-7.2	Vue en plan du barrage Shanzai
Fig. A-7.3	Coupe transversale de la section non déversante du barrage Shanzai
Fig. A-8.1	Photo du barrage Jordão lors de l'évacuation d'une crue
Fig. A-8.2	Coupe transversale type du barrage Jordão
Tableau 1.	Classification des barrages BCR
Tableau 2.	Pays où des barrages BCR ont été construits avant la fin de l'année 1996
Tableau 3.	Nombre de barrages BCR, différenciés par type, achevés chaque année

Fig. 24.	ø for the FSHD
Fig. 25.	Cross-section of upstream cofferdam at Kubusugawa dam
Fig. A-0	Development of strength of typical RCC dams
Fig. A-1.1	Photograph of Willow Creek dam soon after impounding
Fig. A-1.2	Typical cross-section of Willow Creek dam
Fig. A-1.3	Willow Creek dam under construction
Fig. A-2.1	Photograph of Tamagawa dam
Fig. A-2.2	Typical cross-section of Tamagawa dam
Fig. A-3.1	Photograph of Upper Stillwater dam after completion
Fig. A-3.2	Typical cross-section of Upper Stillwater dam
Fig. A-3.3	Stepped spillway at Upper Stillwater dam in operation
Fig. A-4.1	Photograph of Santa Eugenia dam
Fig. A-4.2	Typical cross-section of Santa Eugenia dam
Fig. A-5.1	Photograph of Wolwedans dam
Fig. A-5.2	Plan of Wolwedans dam
Fig. A-5.3	Cross-section of spillway at Wolwedans dam
Fig. A-6.1	Photograph of Puding dam
Fig. A-6.2	Plan of Puding dam
Fig. A-6.3	Typical cross-section of Puding dam
Fig. A-7.1	Photograph of Shanzai dam
Fig. A-7.2	Plan of Shanzai dam
Fig. A-7.3	Cross-section of non-overflow section of Shanzai dam
Fig. A-8.1	Photograph of Jordão dam with spillway in operation
Fig. A-8.2	Typical cross-section of Jordão dam
Table 1.	Classification of RCC dams
Table 2.	Countries that had completed RCC dams at the end of 1996
Table 3.	Number of RCC dams completed each year differentiated by classification

Tableau 4.	Granulométries adoptées dans divers barrages BCR
Tableau 5.	Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des granulats
Tableau 6.	Volume absolu de gros granulats par volume unitaire de béton en fonction de la dimension maximale des granulats
Tableau 7.	Dosages de la pâte de barrages BCR
Tableau 8.	Coefficients de maturité et traitements des joints prescrits pour des barrages BCR
Tableau 9.	Essais-types de contrôle qualité
Tableau 10.	Coefficients de variation de divers essais, correspondant aux divers niveaux de contrôle qualité
Tableau 11.	Domaines de comportement in situ de barrages BCR, déduits d'essais sur des carottes
Tableau 12.	Béton compacté au rouleau pour ouvrages de réhabilitation
Tableau 13.	Caractéristiques des barrages-voûtes BCR achevés ou en cours de construction en Chine, à la fin de l'année 1999
Tableau 14.	Joints transversaux dans des barrages-voûtes BCR en Chine
Tableau 15.	Dosages adoptés dans des barrages-voûtes BCR en Chine
Tableau 16.	Caractéristiques de barrages en remblai dur (hauteur >15 m) achevés à la fin de l'année 1999
Tableau A-2.1	Dosages des bétons du barrage Tamagawa
Tableau A-4.1	Dosages des BCR du barrage Santa Eugenia
Tableau A-6.1	Dosages des BCR du barrage Puding
Tableau A-7.1	Dosages des BCR du barrage Shanzai
Tableau A-8.1	Résistances au cisaillement in situ des bétons du barrage Jordão

Table 4.	Gradings used in typical RCC dams
Table 5.	Approximate water content of an RCC relative to the maximum size of aggregate
Table 6.	Absolute volume of coarse aggregate per unit volume of concrete relative to the maximum size of aggregate
Table 7.	Mixture proportions of the paste of RCC dams
Table 8.	Maturity Factors and joint treatments specified for RCC dams
Table 9.	Typical quality control tests
Table 10.	Coefficient of Variation of various tests relative to the perceived level of quality control
Table 11.	Range of in-situ performance of RCC dams from the testing of cores
Table 12.	Roller-compacted concrete for rehabilitation
Table 13.	Details of RCC arch dams in China that had been completed or were under construction at the end of 1999
Table 14.	Transverse joints in RCC arch dams in China
Table 15.	Typical mixture proportions used in RCC arch dams in China
Table 16.	Details of hard-fill dams (> 15 m in height) that had been completed at the end of 1999
Table A-2.1	Mixture proportions for Tamagawa dam
Table A-4.1	RCC mixture proportions for Santa Eugenia dam
Table A-6.1	Typical RCC mixture proportions for Puding dam
Table A-7.1	RCC mixture proportions for Shanzai dam
Table A-8.1	In-situ shear strengths for Jordão dam

AVANT-PROPOS

Le présent Bulletin traite de la technique actuelle dans le domaine des barrages en béton compacté au rouleau, et fait suite à plus de vingt années de progrès notables dans cette technique dont les principaux objectifs sont la réduction des coûts de construction des barrages en béton et la diminution de la durée des travaux. Le terme « Béton Compacté au Rouleau » (BCR) désigne un béton utilisé dans la construction, qui associe les méthodes de mise en place rapide et économique adoptées pour les barrages en remblai à la résistance et à la durabilité du béton. Le BCR se caractérise principalement par l'utilisation de rouleaux vibrants pour le compactage du béton et par les propriétés du matériau permettant la mise en œuvre de cette méthode de construction. Actuellement (année 2000), plus de 225 barrages BCR, situés dans au moins 30 pays, ont été achevés ou sont en cours de construction.

Le but de ce Bulletin est de présenter une synopsis des pratiques actuelles dans l'utilisation du BCR pour la construction de barrages. Le présent Bulletin est destiné à remplacer le Bulletin CIGB N° 75 « Béton compacté au rouleau pour barrages-poids », publié en 1989.

En 1991, la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) confia au Comité Technique du Béton pour Barrages, dont le Président à cette époque était J.R. Graham (États-Unis), la mission de préparer un rapport détaillé et complet sur la technique actuelle du béton compacté au rouleau pour barrages. Un sous-Comité du Comité Technique susmentionné, présidé par M.R.H. Dunstan (Royaume-Uni), prépara le présent Bulletin.

Le Bulletin traite de tous les aspects de la conception, du projet, de la construction et du comportement des barrages BCR. Les dosages et le contrôle qualité sont examinés, et une liste étendue de références y est incluse. Diverses approches spécifiques sont analysées, comprenant la méthode japonaise RCD (Rolled Concrete Dam), le concept BCR à teneur élevée en fines, développé au Brésil, les barrages-voûtes BCR adoptés en Chine, et le concept de « remblai dur » soutenu par la France. Plusieurs exemples de barrages BCR sont décrits dans le Bulletin en vue de donner des informations sur des applications et expériences spécifiques. Il est reconnu que les techniques de conception et de construction des barrages BCR évoluent encore. La simplicité de la conception et du procédé de construction peut avoir une influence importante sur l'économie et la rapidité de construction des barrages BCR. Le Bulletin présente la technique actuelle et laisse libre cours à tous développements ultérieurs.

R. G. Charlwood
Président du Comité du Béton pour Barrages

FOREWORD

This treatise on the “ State of the Art of Roller-Compacted Concrete dams ” follows more than two decades of notable advances in the technology, with the principal objectives of reducing the costs of construction of concrete dams and shortening the construction time. The term “ Roller-Compacted Concrete ” (RCC) describes concrete used in the construction process which combines the economical and rapid placing techniques used for fill dams with the strength and durability of concrete. RCC is characterised principally by its use of vibratory rollers for concrete compaction and material properties that allow this construction procedure to be used. Today (2000), over 225 RCC dams, located in at least 30 countries, have been and are being constructed.

The purpose of this Bulletin is to make available a synopsis of current practice in the use of roller-compacted concrete for dams. This Bulletin supersedes ICOLD Bulletin N° 75 “ Roller-Compacted Concrete for Gravity Dams ” published in 1989.

In 1991, the International Commission on Large Dams (ICOLD) directed that its technical Committee on Concrete for Dams, then under the Chairmanship of J.R. Graham (USA), undertake the preparation of a comprehensive report on the current technology of roller-compacted concrete for dams. A sub-Committee of the ICOLD Committee on Concrete for Dams, chaired by M.R.H. Dunstan (Great Britain), prepared this Bulletin.

This Bulletin addresses all aspects of the planning, design, construction and performance of RCC in dams. Mixture proportioning and quality control are discussed and a comprehensive listing of references is included. Various specific approaches are discussed including the Rolled Concrete Dam (RCD) method from Japan, the “ high-fines ” RCC concept developed in Brazil, RCC arch dams as practised in China, and the “ hard-fill ” concept advocated by France. Several Case Histories of RCC dams are included to provide information about specific applications and experiences. It is recognised that RCC dam design and construction techniques are still evolving. Simplicity of design and construction methodology can have a significant effect on the economy and speed of construction of RCC dams. This Bulletin presents the present “ State of the Art ” and does not intend to limit any further developments.

R. G. Charlwood
Chairman, Committee on Concrete for Dams

REMERCIEMENTS

Le présent Bulletin a été préparé au sein du Comité CIGB du Béton pour Barrages. Cette préparation fut entreprise sous la présidence de J.R. Graham (États-Unis) et achevée sous la présidence de R.G. Charlwood (Canada).

La rédaction du Bulletin fut réalisée sous la direction de M.R.H. Dunstan (Royaume-Uni). Le Sous-Comité de rédaction comprenait initialement M.R.H. Dunstan (Royaume-Uni), J.M. Gaztanaga (Espagne), J. Kroon (Afrique du Sud), S. Nagataki (Japon) et V. Zipparo (États-Unis). À la Réunion Annuelle de Santiago (1996), le Sous-Comité fut reconstitué avec M.R.H. Dunstan comme président, F.R. Andriolo (Brésil) et O.J. Berthelsen (Norvège) comme nouveaux membres. Le premier projet de Bulletin fut établi par M.R.H. Dunstan à partir des textes préliminaires rédigés par S. Nagataki, J.M. Gaztanaga, et V. Zipparo (Chapitre 2), F.R. Andriolo et O.J. Berthelsen (Chapitres 1 à 3) et K. Hansen (USA) (Chapitre 8), et fut examiné à la Réunion Annuelle de Florence en 1997. La présentation des exemples fut coordonnée par O.J. Berthelsen. En ce qui concerne l'expérience américaine, le Bulletin s'appuie beaucoup sur le rapport du Comité 207 de l'American Concrete Institute, concernant le béton compacté au rouleau (Comité de révision finale : K. Hansen (Président), T. Arnold, T. Dolen, G. Mass, S. Tatro). En outre, des informations provenant de la base de données sur les barrages BCR, tenue à jour par Malcom Dunstan et Associés, ont permis d'effectuer une analyse détaillée sur tous les barrages BCR achevés. Les membres du Comité CIGB du Béton pour Barrages ont, en général, fourni les éléments contenus dans cette base de données, avec le concours d'organismes extérieurs.

Lors de la Réunion Annuelle de New Delhi (1998), le Sous-Comité, toujours présidé par M.R.H. Dunstan, fut élargi à de nouveaux membres : O. Arai (Japon), B. Forbes (Australie), H. Kreuzer (Suisse), J. Kroon/H. Elges (Afrique du Sud), et J. Launay (France). H. Kreuzer prépara une nouvelle rédaction du Chapitre 6 relatif au contrôle qualité.

Après la Réunion Annuelle tenue à Antalya en 1999, deux nouveaux Chapitres furent ajoutés : le Chapitre 9 sur les barrages-voûtes BCR en Chine, préparé par le Professeur Shen Chonggang et Jia Jinsheng (Chine), et le Chapitre 10 sur les barrages en remblai dur, préparé par J. Launay (France). Diverses contributions supplémentaires furent présentées, à cette époque, par F. Andriolo (Brésil), O. Arai (Japon), M. Berra (Italie), O.J. Berthelsen (Norvège), H. Elges (Afrique du Sud), B. Forbes (Australie), H. Kreuzer (Suisse) et V. Zipparo (États-Unis).

La version finale du rapport fut adressée, pour examen, aux Comité Nationaux de la CIGB en décembre 2000. Des commentaires furent adressés par le Comité National Australien en avril 2001 et par le Président Honoraire Lombardi en juillet 2001. Les modifications finales furent apportées à la rédaction par M.R.H. Dunstan (Royaume-Uni) et F. Ortega Santos (Espagne). Le projet de Bulletin fut approuvé à la Réunion Exécutive de Dresde, en septembre 2001.

ACKNOWLEDGEMENTS

This Bulletin was drafted under the auspices of the ICOLD Committee on Concrete for Dams. The Bulletin was initiated under the Committee Chairmanship of J.R. Graham (USA), and completed under the Chairmanship of R.G. Charlwood (Canada).

The lead author of the Bulletin was M.R.H. Dunstan (Great Britain). The drafting sub-Committee initially comprised M.R.H. Dunstan (Great Britain), J.M. Gaztanaga (Spain), J. Kroon (South Africa), S. Nagataki (Japan) and V. Zipparo (USA). At the Santiago Annual Meeting in 1996, the sub-Committee was reconstituted with M.R.H. Dunstan as Chairman and the addition of F.R. Andriolo (Brazil) and O.J. Berthelsen (Norway). The first draft of the Bulletin was assembled by M.R.H. Dunstan utilising preliminary drafts by S. Nagataki, J.M. Gaztanaga, and V. Zipparo (Section 2), F.R. Andriolo and O.J. Berthelsen (Sections 1 to 3) and K. Hansen (USA) (Section 8) and tabled at the Florence Annual Meeting in 1997. The Case Histories were co-ordinated by O.J. Berthelsen. For American experience, the Bulletin draws heavily upon the draft American Concrete Institute Committee 207 Report on “ Roller-compacted concrete ” (Final Review Committee : K. Hansen (Chairman), T. Arnold, T. Dolen, G. Mass, S. Tatro). In addition information from the database of RCC dams maintained by Malcolm Dunstan & Associates has allowed a detailed analysis to be made of all the completed RCC dams. Members of the ICOLD Committee on Concrete for dams have generally provided the facts in this database with help from outside Agencies.

At the New Delhi Annual Meeting in 1998, the sub-Committee, under the continuing Chairmanship of M.R.H. Dunstan, was revised to also include O. Arai (Japan), B. Forbes (Australia), H. Kreuzer (Switzerland), J. Kroon/H. Elges (South Africa), and J. Launay (France). H. Kreuzer contributed a new draft of Section 6 on Quality Control.

Following the Antalya Annual Meeting in 1999, two new chapters were added, Chapter 9 on RCC Arch Dams in China by Professor Shen Chonggang and Jia Jinsheng (China) and Chapter 10 on Hard Fill Dams by J. Launay (France). Various additional contributions were made at this time by F. Andriolo (Brazil), O. Arai (Japan), M. Berra (Italy), O.J. Berthelsen (Norway), H. Elges (South Africa), B. Forbes (Australia), H. Kreuzer (Switzerland) and V. Zipparo (USA).

The final draft was submitted to ICOLD for review by National Committees in December 2000. Comments were received from the Australian National Committee in April 2001 and Honorary President Lombardi in July 2001. Final editorial changes were made by M.R.H. Dunstan (Great Britain) and F. Ortega Santos (Spain). The Draft Bulletin was approved at the Executive Meeting in Dresden in September 2001.

1. INTRODUCTION

1.1. OBJET DU BULLETIN

L'objet du présent Bulletin est de fournir à tous les ingénieurs une vue d'ensemble de la pratique actuelle dans le domaine de l'utilisation du béton compacté au rouleau pour la construction de barrages. Des progrès continus et rapides ont été réalisés dans ce domaine, mais, malgré le niveau de maturité atteint actuellement par cette technologie, celle-ci continuera encore à progresser. Il y a néanmoins divers concepts de projet et de construction adoptés dans différents pays.

Le Bulletin présente un examen détaillé de la technique actuelle en matière de projet et de construction de barrages BCR. Il procède à une révision substantielle du Bulletin 75 [1], mais retient certaines techniques qui y sont mentionnées si celles-ci sont toujours valables. Divers concepts de projet sont indiqués, allant de ceux ayant une large application à ceux mis au point pour tenir compte des conditions très spécifiques de site, des matériaux disponibles et des conditions de fondation. Les exemples portent sur des applications de nature simple à compliquée. Comme cela est généralement le cas dans le domaine des projets de barrages, les concepts de projet et de construction seront choisis en tenant compte des conditions locales et des exigences de performance du barrage en termes de coût et d'efficacité.

Le terme « *béton compacté au rouleau* » (BCR) désigne un béton utilisé dans la construction, qui associe les techniques de mise en place économique et rapide adoptées pour les barrages en remblai à la résistance et à la durabilité du béton. Le BCR est un béton ayant une consistance « sans affaissement (slump) » dans son état non durci, qui est transporté, mis en place et compacté en utilisant du matériel de construction des barrages en remblai. Les propriétés du BCR durci sont identiques à celles du béton mis en place traditionnellement.

Le BCR est épandu en couches horizontales, technique identique à celle de la construction des barrages en terre et en enrochement. Ce procédé d'exécution permet une montée du niveau de construction de près de 10 m ou plus par mois. Le nombre de joints entre les couches relativement minces et le contrôle de qualité associé peuvent avoir une grande influence sur la stabilité globale du barrage en termes de sous-pression et de résistances à la traction et au cisaillement (cohésion) aux joints entre les couches. Les deux principales approches conceptuelles adoptées par les projecteurs sont :

- L'approche « globale » qui s'appuie sur l'étanchéité du barrage résultant de la qualité et d'un traitement approprié de chaque joint de reprise ;
- L'approche « séparée » qui s'appuie sur un masque d'étanchéité indépendant, qui est généralement mis en place sur le parement amont du barrage comme dans le cas du barrage en enrochement à masque amont en béton. Une solution extrême est le barrage en « remblai dur », ou ciment, sable et gravier (CSG), qui, du fait du profil en travers plus épais, repose moins sur la résistance à la traction et la cohésion.

1. INTRODUCTION

1.1. PURPOSE

The purpose of this Bulletin is to make available to all engineers a synopsis of current practice in the use of roller-compacted concrete for dams. There has been a continuous and rapid development in this field and although the technology has now matured, advances still continue to be made. There are nevertheless different concepts of design and construction in use in various countries.

This Bulletin intends to provide a comprehensive review of the state-of-the-art of the design and construction of RCC dams. It is a substantial revision of Bulletin 75 [1] but draws upon it where it is still relevant. Various design concepts are presented ranging from those with wide application to those developed for very specific site conditions, available materials and foundation conditions. Examples range from the sophisticated to simple applications. As is the case generally in dam design, design and construction concepts should be selected with regard to the local conditions and performance requirements of the dam in terms of cost and efficiency.

The term roller-compacted concrete (RCC) describes concrete used in the construction process, which combines the economical, and rapid placing techniques used for fill dams with the strength and durability of concrete. RCC is concrete with a no-slump consistency in its un-hardened state that is transported, placed, and compacted using fill-dam construction equipment. The properties of hardened RCC are similar to those of traditionally-placed concrete.

Placement of RCC is in horizontal layers similar to the construction techniques of earth- and rock-fill dams. Using this construction procedure RCC dams can be raised at a rate close to 10 m per month or more. The number of joints between the relatively thin layers and the related quality control can have a large influence on the overall stability of the dam in terms of uplift water pressure, tensile and shear [cohesion] strength at the joints between the layers. RCC dam Designers use two main design approaches :

- The “ overall ” approach which relies on the dam water-tightness through the quality and proper treatment of each lift joint ;
- The “ separate ” approach which relies on an independent impervious barrier, which is usually placed on the upstream face of the dam in a similar manner to a concrete-faced rock-fill dam (CFRD). The extreme development of this is the “ hard-fill ” (or cemented sand and gravel (CSG)) dam, which because of the larger cross section is less reliant on tensile and cohesive strength.

En dehors de ces approches conceptuelles, qui concernent l'étanchéité, diverses autres approches existent sur le plan international, en particulier pour les barrages BCR de petites et moyennes dimensions. En outre, d'autres approches sont spécifiques à un seul pays, certaines d'entre elles étant décrites dans des documents nationaux. Par exemple, le Japon est le principal promoteur de la méthode RCD (Rolled Concrete Dam). De même, le Brésil a développé le BCR à « teneur élevée en fines », qui convient aux conditions de ce pays où il y a très peu ou un manque d'adjuvants minéraux économiquement disponibles, en raison des longues distances, et où les charges dynamiques sont faibles et donc les résistances mécaniques requises pour le BCR sont relativement basses.

Dans plusieurs cas, des variantes de projet utilisant des techniques de construction BCR, proposées par des Entrepreneurs au cours du processus d'appel d'offres, se sont avérées plus économiques que les projets de barrages en enrochement et de barrages-voûtes initialement spécifiés [2, 3]. Cela traduit l'intérêt de contributions provenant d'entreprises de construction au cours de la phase de projet de barrages BCR.

La majorité des BCR contiennent des adjuvants minéraux, généralement des cendres volantes, comme composant actif du béton, et l'un des principaux progrès apportés par le développement du barrage BCR a été la plus grande compréhension de l'influence des adjuvants minéraux dans le béton. Il y a des exceptions, comme dans une partie du Brésil où de tels adjuvants ne sont pas en général disponibles.

Les premiers barrages BCR construits ont été des barrages-poids (par exemple, Shimajigawa, Willow Creek et Copperfield) et ce type reste de loin le plus courant (> 95 %). Néanmoins, à la fin de l'année 1996, il y a deux exemples de barrages poids-voûtes BCR en Afrique du Sud [4], un barrage-voûte BCR en Chine [5] et deux exemples de barrages-voûtes minces BCR en Chine [6, 7] (voir Chapitre 9). On a signalé que tous ces barrages-voûtes et poids-voûtes avaient un comportement répondant aux objectifs de leur projet. Les propriétés qui peuvent être obtenues avec le BCR sont plus que convenables pour les charges légèrement augmentées du fait des sections de ces barrages, comparativement à la section du barrage-poids classique. En outre, des barrages en « remblai dur » et CSG, qui ont des fruits amont et aval à peu près égaux, ont été construits (voir Chapitre 10). En raison du profil en travers plus épais, les propriétés du BCR dans les barrages de ce type peuvent être un peu moins exigeantes que celles requises pour le profil d'un barrage-poids classique.

Le BCR a été également adopté pour la construction d'un grand nombre de batardeaux où l'avantage de la vitesse d'exécution peut être pleinement utilisé ; certains batardeaux BCR ont été construits avec une montée du niveau de bétonnage dépassant 30 m/mois. De plus, certains ont subi des déversements prématurés sans dégâts, par exemple Yantan (Chine) [8] et Serra de Mesa (Brésil).

L'intérêt des barrages BCR résulte de considérations économiques et également de la rapidité de construction lorsque celle-ci est un élément important. Dans le cas d'une fondation convenable, les barrages BCR ont généralement un coût plus faible que les barrages en remblai équivalents lorsque les économies de coût des ouvrages de dérivation et d'évacuation des crues sont prises en considération. Il en résulte que les barrages BCR sont maintenant non seulement

Apart from these design approaches, which are related to the water barrier, various other approaches are encountered internationally, particularly for small-sized and medium-sized RCC dams. In addition, there are approaches which are essentially specific to one country, some of which are described in national documents. For example, Japan is the principal exponent of the Rolled Concrete Dam (RCD) method. Similarly Brazil has developed the “ high-fines ” RCC that is suitable to the conditions in that country where there are little or no mineral admixtures economically available, because of the long distances, and where dynamic loading is low and thus the strength requirements of the RCC are correspondingly low.

In several cases, alternative designs using RCC construction methodologies proposed by Contractors during the bidding process have been found to be more economical than the originally specified rock-fill and arch dams designs [2, 3]. This illustrates the benefit of inputs from construction companies during the design process for RCC dams.

The majority of RCCs contain mineral admixtures, commonly flyash, as an active constituent of the concrete and one of the major advances in concrete technology brought about by the development of the RCC dam has been the greater understanding of the performance of mineral admixtures in concrete. There are exceptions, such as part of Brazil where admixtures are not generally available.

The first dams to be built of RCC were gravity dams (i.e. Shimajigawa, Willow Creek and Copperfield) and this type remains by far the most common (> 95 %). Nevertheless by the end of 1996 there were two examples of arch-gravity RCC dams in South Africa [4], one arch RCC dam in China [5] and two examples of thin-arch RCC dams, both in China [6, 7] (see Section 9). It is reported that all these arch and arch-gravity dams are performing according to their design intent. The properties that can be achieved with RCC are more than adequate for the slightly increased loading with these sections when compared to the traditional gravity section. In addition, “ hard-fill ” and CSG dams, which have approximately equal slopes on the upstream and downstream faces, have been constructed (see Section 10). Because of the greater section the properties of the RCC in these forms of dam can be somewhat less demanding than those required for a traditional gravity section.

RCC has also been used for a considerable number of cofferdams where the advantage of speed of construction can be fully utilised ; some RCC cofferdams have been constructed at vertical rates of over 30 m/month. In addition some have been overtopped at an early age without damage, e.g. Yantan (China) [8] and Serra de Mesa (Brazil).

The interest in RCC dams is driven by economic considerations and also where speed of construction is an important element. Given an adequate foundation, RCC dams commonly have a lower cost than the equivalent fill dams when the savings in cost of diversions and spillways are taken into account. The result is that RCC dams are now not only being built where some years ago traditional concrete dams would have been the choice, but are also competing with rock-fill dams. At the end of 1996

construits dans des cas où, il y a quelques années, des barrages en béton classique auraient été choisis, mais sont également compétitifs avec les barrages en enrochement. À la fin de l'année 1996, il y avait 157 barrages BCR achevés dans quelque 20 pays. Ils ont été construits dans toutes conditions environnementales, allant du climat arctique au climat tropical.

Le présent Bulletin examine tous les aspects du béton compacté au rouleau pour barrages, depuis la conception jusqu'à la construction et au comportement. Le choix des matériaux, le dosage du béton et le contrôle de qualité sont traités. La bibliographie utilisée dans la préparation du Bulletin figure dans la liste de références située à la fin de chaque chapitre. Pour d'autres références, l'excellent document USCOLD « Annotated Bibliography on RCC Dams » [9] est recommandé.

1.2. HISTORIQUE DU DÉVELOPPEMENT DES BARRAGES BCR

L'historique de l'utilisation du BCR dans la construction des barrages peut être établi à partir de l'adoption du béton compacté au rouleau dans la construction de routes et comme matériau de remplissage, en passant par la première utilisation du BCR dans les barrages, jusqu'au développement ultérieur de la technologie.

Le béton compacté au rouleau a été utilisé régulièrement depuis les années 1920 [10], le plus souvent comme sous-couche pour les revêtements de routes et de pistes d'aviation. Dans cette application, il est généralement appelé « béton maigre », ou « béton maigre sec », et autres termes identiques.

La première suggestion d'utilisation du BCR dans la construction de barrages remonte à 1941 [11]. Le document s'y rapportant était bien en avance sur son époque et ce ne fut qu'à partir de 1960/61 que le BCR fut utilisé dans la construction de barrages. Il semble que cela a débuté lors de la réalisation du batardeau du barrage Shimen (Taiwan) [12]. Le béton constitua le noyau étanche et fut mis en place en utilisant les méthodes d'exécution des remblais en terre, et compacté au rouleau. Un autre exemple ancien est le batardeau de Karun I (Iran).

Le barrage Alpe Gera (Italie), construit entre 1961 et 1964 [13], présentait beaucoup de caractéristiques que l'on retrouve plus tard dans la construction BCR. Du béton maigre fut utilisé pour ce barrage, et fut mis en place en couches de 700 mm d'épaisseur, en allant d'une rive à l'autre de la vallée, évitant ainsi la construction traditionnelle par plots. Les joints de contraction ont été découpés à travers chaque couche après épandage et compactage du béton. Cependant, le compactage fut effectué au moyen de bancs de pervibrateurs montés à l'arrière de tracteurs plutôt que par des rouleaux vibrants. L'étanchéité du barrage fut réalisée en recouvrant totalement le parement amont de plaques d'acier. Le principal argument qui conduisit à la construction de ce type de barrage et contribua à ouvrir la voie aux barrages BCR fut une série d'essais en vraie grandeur montrant qu'aucun dommage ne survenait au béton transporté dès son très jeune âge [14].

Un rapport a été présenté par Raphael en 1970 [15], dans lequel l'auteur décrit le « barrage-poids optimal » comme étant un ouvrage constitué d'un matériau stabilisé par du ciment, et dont les fruits des parements et le dosage en ciment (c'est-

there were 157 completed RCC dams in some 20 countries. They have been built in all environmental conditions ranging from arctic climates to the tropics.

This Bulletin addresses all aspects of roller-compacted concrete for dams from planning to design and construction and performance. Material selection, concrete mixture proportioning and quality control are discussed. Published material used in the preparation of this Bulletin is listed in the References at the end of each Section. For further references the excellent USCOLD annotated Bibliography [9] is recommended.

1.2. HISTORY OF DEVELOPMENT OF RCC DAMS

The history of RCC in dam construction can be traced from the use of roller-compacted concrete in roads and as infill, through the first use in dams to the subsequent development of the technology.

Roller-compacted concrete has been in regular use since the late 1920s [10], mostly as a base for highways and airfield pavements. In this application it is commonly known as lean-mix or dry-lean concrete and similar terms.

The first suggestion that RCC could be used in dam construction was in 1941 [11]. This paper was well ahead of its time and it was not until 1960-61 that RCC was used in dam construction. This seems to have been in the cofferdam for the Shimen dam (Chinese Taipei - Taiwan) [12]. The concrete was used as an impervious core and was placed using earth-fill methods and was roller compacted. Another early example was the cofferdam at Karun I (Iran).

The Alpe Gera dam (Italy) constructed between 1961 and 1964 [13] contained many features that have recurred later in RCC construction. Lean concrete was used for this dam, and it was laid in 700 mm thick layers from one side of the valley to the other, thereby avoiding construction in traditional monoliths. Contraction joints were cut through each layer after placing and compaction. However compaction was achieved using banks of immersion vibrators mounted on the backs of tractors rather than by vibratory rollers. The dam was made watertight by completely covering the upstream face with steel sheets. The major break-through that led to the construction of this dam and therefore paved the way from RCC dams, was a series of full-scale trials that showed no damage occurred to concrete that was trafficked from a very early age [14].

A theoretical paper was presented by Raphael in 1970 [15] in which the author describes the “ optimum gravity dam ” as being of a cement-stabilised material, optimised with respect to dam slope and cement content (i.e. strength). The

à-dire la résistance) ont été optimisés. L'ouvrage optimisé se situerait entre les extrêmes : le barrage en remblai, de volume élevé, ne contenant pas de ciment, et le barrage-poids en béton, de volume moindre. Si ce rapport était important dans le développement du concept du barrage BCR, il est aujourd'hui moins pertinent étant donné que la plupart des barrages-poids sont maintenant construits en BCR avec des propriétés identiques à celles du béton classique. Le barrage en remblai dur [16] – voir Chapitre 10 – se rapproche des idées émises par Raphael.

Au début des années 1970, Moffat développa davantage le concept du barrage-poids en BCR [17]. À la même époque, Cannon [18, 19] présenta des rapports sur les résultats d'essais en vraie grandeur faisant appel à des rouleaux vibrants pour le compactage du béton sur le chantier de Tims Ford (États-Unis). Pour la première fois, il fut proposé qu'un BCR contiendrait une proportion significative d'adjuvants minéraux (dans ce cas, des cendres volantes à faible teneur en chaux), dans le liant.

À partir de données fournies par des travaux de recherches et des essais effectués précédemment par l'US Army Corps of Engineers, une variante BCR fut étudiée pour le barrage Zintel Canyon (États-Unis), en 1974 [20]. Le concept d'un barrage-poids plus économique fit un grand pas en avant lorsqu'on démontra que le profil en travers en enrochement proposé à l'origine pouvait être réduit à un profil plus caractéristique d'un barrage-poids classique. En raison d'une insuffisance de fonds, la construction du barrage Zintel Canyon ne fut entreprise qu'en 1992 ; cependant, de nombreuses caractéristiques de sa conception furent reportées sur le barrage Willow Creek (États-Unis).

Des études approfondies furent exécutées en laboratoire par Price au milieu des années 1970 [21]. Des essais portant sur du béton maigre avec un dosage élevé en cendres volantes et un faible dosage en ciment furent effectués au Royaume-Uni en 1977 [22]. D'autres essais en vraie grandeur furent exécutés également au Royaume-Uni en 1978-80 [23,24] et ceux-ci débouchèrent sur la construction d'un petit barrage BCR en 1982 [25].

La première utilisation de BCR en volumes importants fut réalisée au barrage de Tarbela (Pakistan) en 1975 [26,27]. La plus grande partie du BCR servit à remplacer de la roche dans des galeries effondrées (0,35 million de m³), le matériau étant relativement très peu contrôlé du fait du temps très court dont on disposait avant la date prescrite pour la fin du bétonnage. Un matériau mieux contrôlé fut utilisé pour le revêtement des bassins d'amortissement (1,84 million de m³) et pour un batardeau (40 000 m³ environ). Le béton fut transporté par des camions à benne basculante, épandu par des bulldozers et compacté par des rouleaux vibrants de 12 tonnes. Le rythme de mise en place obtenu au début des travaux fut de 18 500 m³/jour environ, ce qui est de loin la cadence la plus rapide atteinte pour le BCR à ce jour (voir sous-chapitre 8.2.).

Au Japon, des recherches furent entreprises sur la méthode de construction de barrages en béton compacté au rouleau, méthode RCD (Rolled-Concrete Dam (RCD) method). Cette méthode résultait de la rationalisation de trois facteurs dans la construction de barrages en béton :

- *Construction* - Utilisation de matériel lourd de construction, tel que celui utilisé dans la construction de barrages en remblai, et adoption d'une surface horizontale de bétonnage, en vue de diminuer les coffrages pour les joints de construction, de réduire la durée de construction et d'améliorer la qualité de construction.

optimised structure would be somewhere between the extremes of the high-volume fill dam containing no cement and the lesser-volume concrete gravity dam. Whilst this paper was important in the development of the concept of the RCC dam, it has today become less relevant as most gravity dams are now constructed of RCC with properties similar to traditional concrete. The hard-fill dam [16] - see Section 10 - comes closer to the ideas proposed by Raphael.

In the early 1970s Moffat further developed the concept of the RCC gravity dam [17]. At the same time Cannon [18, 19] presented papers on the test results from full-scale trials using vibratory rollers for compaction of concrete at the Tims Ford site (USA). This was the first suggestion that an RCC should contain a significant proportion of mineral admixtures (in this case low-lime flyash) in the cementitious content.

Based on data developed in earlier research and test sections by the US Army Corps of Engineers, an RCC alternative was designed for Zintel Canyon (USA) in 1974 [20]. The concept of a more economical gravity dam took a big step forward when it was found that the rock-fill section originally proposed could be reduced to a section more typical of a traditional gravity dam. Due to lack of funds, Zintel Canyon was not built until 1992, however many of its concepts were carried over to Willow Creek (USA).

Comprehensive laboratory investigations were carried out by Price in the mid 1970s [21]. Trials with lean concrete with a high flyash and low cement content were carried out in the UK in 1977 [22]. Further full-scale trials were carried out also in the UK in 1978-80 [23,24], and these culminated in the construction of a small RCC dam in 1982 [25].

The first use of RCC in large volumes was at Tarbela dam (Pakistan) in 1975 [26,27]. Most of the RCC was used to replace rock in collapsed tunnels (0.35 million m³) with a relatively uncontrolled material due to the short time-scale before the concreting had to be completed. A rather better-controlled material was used to line stilling basins (1.84 million m³) and some 40 000 m³ was used for a cofferdam. The concrete was hauled by large dump trucks and was spread by dozer and compacted by 12-tonne vibratory rollers. The rate of placement achieved during the initial work of some 18 500 m³/day is by far the fastest rate that has been achieved for RCC to date (see Section 8.2.).

In Japan, research was undertaken on the Rolled-Concrete Dam (RCD) method in the 1970s. This method resulted from the rationalisation of three factors in concrete dam construction.

- *Construction* - The use of larger construction equipment, such as are used for embankment dams, and a horizontal concreting area, to decrease the formwork for construction joints and to reduce the time of construction and improve the safety of construction.

- *Matériaux* - Diminution du dosage en ciment et utilisation de cendres volantes pour améliorer la maniabilité, afin de réduire les déformations d'origine thermique du fait d'une élévation moindre de température, et de supprimer les dispositifs noyés destinés au refroidissement du béton après bétonnage.
- *Projet* - Le concept permet le projet d'un barrage économique, même sur une fondation de mauvaise qualité où auparavant seul un barrage en remblai aurait été possible.

Cependant, on considéra qu'une durabilité et une étanchéité suffisantes seraient difficiles à obtenir en utilisant uniquement du béton RCD. Le concept RCD fut donc associé à plusieurs techniques afin de maîtriser ces problèmes potentiels. Pour assurer une bonne durabilité dans les conditions climatiques sévères du Japon, avec des périodes de gel en hiver et des étés relativement chauds, le corps du barrage RCD fut protégé par un masque amont en béton de 2,5 à 3 m d'épaisseur. Pour améliorer l'étanchéité et la cohésion, les joints de construction horizontaux furent traités en découpant le béton frais et en appliquant une couche mince de mortier de liaison. Une série complète de waterstops et de drains furent installés à chaque joint de contraction.

Un essai en vraie grandeur effectué sur le batardeau du barrage Ohkawa (Japon) en 1976 [28], ainsi que les résultats de recherches et études fondamentales, démontrèrent que la méthode RCD était applicable au corps du barrage. Shimajigawa (Japon) [29, 30], le premier grand barrage RCD construit dans le monde, avec un volume de 165 000 m³ de BCR (représentant 52 % du volume total de béton de 317 000 m³), fut achevé en 1980. Il fut suivi par la construction, en 1987, du barrage Tamagawa (Japon) [31], de 100 m de hauteur et d'un volume total de béton de 1 150 000 m³.

Le premier grand barrage BCR (à la différence du barrage RCD) fut Willow Creek (États-Unis), de 52 m de hauteur, achevé en 1982 [32]. Le BCR dans ce barrage avait un faible dosage en liant dans le corps du barrage (47 kg/m³ de ciment et 19 kg/m³ d'adjuvants minéraux – principalement des cendres volantes à faible teneur en chaux, une petite quantité de BCR incluant également des cendres volantes à forte teneur en chaux). Des panneaux en béton préfabriqués constituaient le parement amont. Le barrage contient 317 000 m³ de BCR. Lorsque la retenue fut partiellement remplie, des fuites excessives se produisirent et le barrage fut injecté. Le barrage BCR suivant fut le barrage Copperfield (Australie), de 40 m de hauteur, achevé en 1984 [33]. Cet ouvrage est constitué d'un BCR ayant un dosage en ciment de 80 kg/m³ dans la zone centrale, et un dosage de 80 kg/m³ de ciment et de 30 kg/m³ de cendres volantes dans les zones externes. Ce fut le premier barrage BCR à incorporer au BCR un déversoir avec parement constitué de béton classique pervibré. Les percolations initiales de 25 l/s descendirent à 2 l/s environ au cours des trois premières années d'exploitation.

En 1985 et 1986, deux barrages situés en deux points opposés du monde introduisirent le concept d'utilisation d'un dosage élevé en liant dans le BCR, avec une forte proportion d'adjuvants minéraux. Castilblanco de los Arroyos (Espagne) [34] et Kengkou (Chine) [35] furent les premiers barrages BCR dans deux des pays où se développe actuellement le BCR pour la construction de barrages. Peu de temps après ces barrages, la construction de barrages BCR débuta

- *Materials* - Decreasing the cement content and using flyash for improved workability, to reduce the thermal movement because of reduced temperature rise, and to do away with the need for embedded post-cooling systems.
- *Design* - The concept allows the design of an economic dam, even on poor foundations where previously only embankment dams would have been possible.

However it was considered that it would be difficult to obtain sufficient durability and water-tightness by use of RCD concrete alone. Therefore the RCD concept combined several techniques in order to overcome these potential problems. For good durability against the severe Japanese climate, with freezing winters and relatively hot summers, the RCD body was protected by a facing concrete between 2.5 and 3 m thick. For improved water-tightness and cohesion, the horizontal construction joints were to be treated with green cutting and the use of a thin bedding mortar. A comprehensive series of waterstops and drains were to be used at each contraction joint.

A full-scale test conducted at the cofferdam of Ohkawa dam (Japan) in 1976 [28], and the results of basic research and studies proved the RCD method to be applicable to the dam body. Shimajigawa (Japan) [29, 30], the world's first major RCD dam, with a volume of 165 000 m³ of RCC (representing 52 % of the total concrete volume of 317 000 m³), was completed in 1980. This was followed by the 100-m high Tamagawa dam (Japan) [31], with a total volume of 1 150 000 m³ in 1987.

The first major RCC dam (as opposed to RCD) was the 52-m high Willow Creek (USA) completed in 1982 [32]. The RCC in this dam had a low cementitious content in the dam body (47 kg/m³ of cement and 19 kg/m³ of mineral admixtures (mainly a low-lime flyash - a small quantity of RCC also included a high-lime flyash)). Pre-cast concrete panels formed the upstream face. The dam contains 317 000 m³ of RCC. When the reservoir was partly filled, excessive leakage occurred and the dam was subsequently grouted. The next RCC dam was the 40-m high Copperfield dam (Australia) completed in 1984 [33]. This dam contained an RCC with 80 kg/m³ of cement in the central zone and 80 kg/m³ of cement and 30 kg/m³ of flyash in the outer zones of the dam. It was the first RCC dam to incorporate an immersion-vibrated concrete spillway facing with the RCC. The initial seepage of 25 l/s reduced to circa 2 l/s within the first three years of operation.

In 1985 and 1986, two dams on opposite sides of the World introduced the concept of using a higher cementitious content in RCC with a high proportion of mineral admixtures. Castilblanco de los Arroyos (Spain) [34] and Kengkou (China) [35] were the first dams by two of the countries now leading the development of RCC for dam construction. Soon after these dams, RCC dams were also initiated in South Africa [36], Brazil [37] and Mexico [38]. Saco de Nova Olinda

également en Afrique du Sud [36], au Brésil [37] et au Mexique [38]. Saco de Nova Olinda, au Brésil, fut le premier barrage BCR à inclure des « fines naturelles » comme élément important dans la composition du béton. Il fut suivi par Urugua-I, premier barrage BCR où des « fines manufacturées » [39] furent utilisées. Ce concept de « teneur élevée en fines » a été maintenant adopté dans la majorité des barrages BCR Brésiliens.

Le barrage suivant, constituant un jalon important dans le développement de la technologie du BCR, fut Upper Stillwater (États-Unis) [40,41], construit entre 1985 et 1987. Le BCR avait un dosage très élevé en liant (252 kg/m^3 dont 69 % de cendres volantes à faible teneur en chaux). Le barrage a un volume de $1\,281\,000 \text{ m}^3$. Aucune méthode ne fut utilisée pour définir l'emplacement et l'étanchéité des joints de contraction, et des fissures s'étendant de l'amont à l'aval se produisirent (voir sous-chapitre 11.3.). Mis à part les joints/fissures verticaux (certains ayant été étanchés postérieurement [42]), le BCR s'avéra imperméable et des essais montrèrent que le béton avait d'excellentes propriétés, y compris aux joints entre les couches de BCR. Les parements du barrage étaient constitués d'éléments en béton mis en place au moyen d'un coffrage glissant.

Le barrage Elk Creek (États-Unis) [43], construit en 1987/88, continua le développement de la méthode de construction BCR. Le BCR fut conçu pour être maniable et l'on s'efforça d'éliminer la ségrégation du béton, les BCR contenant de faibles dosages en liant ayant conduit précédemment à des joints de reprise perméables. Un mortier de liaison fut utilisé pour réduire le risque de perméabilité des joints de reprise. Une épaisseur de levée de 600 mm fut adoptée, la mise en place s'effectuant en quatre couches de 150 mm d'épaisseur, épanchées entièrement au moyen de bulldozers avant compactage. À Elk Creek, il fut démontré qu'une cadence de mise en place de $9\,000 \text{ m}^3/\text{jour}$ était possible sur une base continue. La construction du barrage fut arrêtée en cours de travaux à cause de problèmes environnementaux et n'a pas été reprise.

Avec une plus grande expérience et un gain de confiance dans le matériau, l'avancée suivante du BCR fut l'extension de son utilisation aux barrages du type poids-voûte et, éventuellement, du type voûte. Dans tous les cas sauf dans quelques-uns où il y a un nombre important d'éléments insérés dans le barrage, le BCR a remplacé avantageusement le béton classique pour la construction de barrages.

1.3. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA CONSTRUCTION DE BARRAGES BCR

Les avantages de la méthode de construction de barrages BCR sont nombreux, mais on doit également reconnaître certains inconvénients. Quelques-uns des avantages concernent principalement certains types de mélanges, des conceptions structurales, des méthodes de fabrication, des conditions climatiques et autres. De même, certains inconvénients s'appliquent à des conditions de site et conceptions particulières. Chaque projet BCR doit donc être évalué de façon approfondie en considérant les valeurs techniques et les coûts, le projet étant comparé à d'autres méthodes de construction.

in Brazil was the first RCC dam to include “ natural fines ” as an essential ingredient in the mixture. This was followed by Urugua-I, which was the first RCC dam to use “ manufactured fines ” [39]. This “ high-fines ” concept has now been used in the majority of Brazilian RCC dams.

The next dam of importance to the development of RCC technology was Upper Stillwater (USA) [40,41], built between 1985 and 1987. The RCC had a very high content of cementitious material (252 kg/m³ although 69 % of this was low-lime flyash). The dam has a volume of 1 281 000 m³. No method was used to fix the location of, nor seal, any contraction joints and cracks extending from upstream to downstream did subsequently occur (see Section 11.3.). Apart from the vertical cracks/joints (some of which were subsequently sealed [42]) the RCC proved to be impermeable and subsequent testing showed that the concrete had excellent properties, including at the joints between the RCC layers. The faces of the dam were formed of slip-formed facing elements.

Elk Creek dam (USA) [43], built in 1987/88, continued the development of the RCC method of construction. The RCC was designed to be workable and efforts were made to eliminate the segregation of the concrete that had previously caused permeable lift joints with RCC containing low cementitious contents. A bedding mix was used to further reduce the possibility of permeable lift joints. A lift thickness of 600 mm was used, but this was placed in four 150-mm layers, which were thoroughly tracked with dozers prior to compaction. At Elk Creek it was shown that a high rate of placement (circa 9000 m³/day) was possible on a continuing basis. The dam was stopped during construction due to environmental problems and has not been re-started.

With greater experience and gain in confidence in the material, the next step forward for RCC was the extension of its use to arch-gravity and eventually arch dams. Essentially, in all but a few cases where there are a significant number of inserts in the dam, RCC has effectively replaced traditional concrete for the construction of dams.

1.3. ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF RCC DAM CONSTRUCTION

The advantages of the RCC dam method of construction are many, but there are also some disadvantages that have to be recognised. Some of the advantages are primarily applicable with certain types of mixtures, structural designs, production methods, weather or other conditions. Similarly some disadvantages only apply to particular site conditions and designs. Each RCC project must therefore be thoroughly evaluated based on technical merit and cost and compared with alternative methods of construction.

Parmi les avantages du BCR dans la construction de barrages, par rapport aux barrages en béton classique, on peut indiquer :

- Construction plus rapide (hauteur de progression du bétonnage de 2,5 à 3 m par semaine pouvant être atteinte dans les grands barrages – des cadences plus grandes ayant été obtenues dans de petits barrages) ;
- Utilisation efficace de matériel classique (camions, bulldozers, rouleaux vibrants, etc.) ;
- Réduction du coût de construction, résultant des caractéristiques susmentionnées ;
- Couches de béton plus minces, ce qui augmente la sécurité au cours de la construction du fait de la réduction des différences de niveau entre les phases de bétonnage ; une conception identique peut être appliquée aux barrages en béton classique utilisant la méthode ELCM (extended layer construction method/méthode de construction par couches de grande étendue) qui a été mise en œuvre au Japon pour de petits barrages dont la construction a fait appel à des méthodes identiques à la méthode RCD, mais avec utilisation de pervibrateurs au lieu de rouleaux vibrants – des méthodes identiques peuvent être adoptées pour la partie supérieure des grands barrages ;
- Amélioration de la sécurité également, la construction faisant moins appel à des coffrages ;
- Réduction des impacts sur l'environnement, du fait que des fouilles ne sont pas nécessaires sur les appuis pour l'installation de blondins, etc.

Les avantages par rapport aux barrages en remblai comprennent :

- Diminution de la durée de construction du fait de la mise en place d'un volume beaucoup plus réduit de matériaux, à une cadence comparable ;
- Incorporation de l'évacuateur de crue sur le barrage ;
- Dérivation de la rivière plus courte (en termes de longueur et de temps) au cours de la construction et nécessité de batardeaux réduite ; le risque de crue étant réduit, les dimensions de la dérivation peuvent être diminuées ;
- Conduits plus courts ; la construction d'une prise d'eau est possible contre le parement amont du barrage, ce qui la rend moins sensible aux charges sismiques par rapport à la solution « tour libre » ;
- Coût de construction comparable, résultant des données susmentionnées ;
- Réduction des impacts sur l'environnement du fait d'un volume moindre de matériaux mis en œuvre, ce qui conduit à une diminution du trafic, de la poussière, etc. ;
- Possibilité de faire passer les crues, pendant les travaux, par déversement sur le barrage sans dégâts ;
- Saison de construction d'un barrage BCR pouvant être plus longue que celle d'un barrage en remblai.

Il y a un certain nombre d'exemples de déversement de crues sur des barrages BCR en cours de construction. En décembre 1987, deux crues importantes déversèrent sur le barrage Santa Eugenia (Espagne). Ces crues entraînèrent des installations et du matériel sur plusieurs kilomètres à l'aval, sans causer de sérieux dégâts au barrage. De tels déversements de crues se sont produits également sur les

The advantages of RCC in dam construction as compared with traditional-concrete dams include :

- More rapid construction (2.5 to 3 m vertical progress per week can be achieved in large dams – greater rates have been achieved in smaller dams) ;
- Effective use of conventional equipment (trucks, dozers, vibratory rollers, etc.) ;
- A reduced cost of construction as a consequence of the above ;
- Thinner layers which lead to increased safety during construction by reducing the differences in levels between placement (a similar concept can be applied to traditional concrete dams using the ELCM (extended layer construction method) that has been used in Japan for smaller dams using similar methods to the RCD dam but using immersion vibrators rather than vibratory rollers – similar methods can be used for the top section of large dams) ;
- Safety is also enhanced by the reduced dependence on formwork ;
- Reduced impact on the environment as there needs to be no excavation of the abutments for cableways, etc.

Advantages as compared with fill dams include :

- Reduced time of construction by placing material at a comparable rate with a very much-reduced volume ;
- Incorporation of the spillway over the dam ;
- Shorter river diversions (both in terms of length and time) during construction and reduced cofferdam requirements. As the flood risk is decreased, the size of the diversion can be reduced ;
- Shorter penstocks and conduits and the construction of any intake tower is possible against the dam face rather than being free-standing and is thus less sensitive to earthquake loading ;
- As a consequence of the above a comparable cost of construction ;
- Reduced impact on the environment as less material is required, which in turn leads to a reduction in traffic and a reduction of dust, etc. ;
- The dam is capable of passing floods during construction by over-topping without damage ;
- The RCC construction season can be longer than that for a fill dam.

There are a number of examples of floods over-topping an RCC dam during construction. In December 1987, two significant floods over-topped Santa Eugenia (Spain). These floods carried plant and equipment several kilometres downstream but there was no serious damage to the dam itself. Similar significant floods were passed over Puding [44] and Jiangya (China) [45] and Salto Caxias (Brazil) [46]

barrages Puding [44] et Jiangya (Chine) [45], et Salto Caxias (Brésil) [46] au cours des travaux de construction. D'autres barrages sont en cours de construction en Chine, sur lesquels le déversement de crues, au cours des périodes chaudes et humides d'été, est permis, comme à Jiangya, la mise en place du BCR ayant lieu au cours de l'hiver plus froid et plus sec.

Le béton compacté au rouleau peut également être utilisé dans la construction de barrages à d'autres fins, telles que :

- Renforcement et surélévation d'un barrage existant ;
- Renforcement du parement aval d'un barrage en remblai pour permettre le déversement de crues sur l'ouvrage ;
- Fondations de barrages en béton (par exemple, barrage Ohkawa [28]) ;
- Comblement de zones d'affouillement dans des barrages en remblai ou dans des fondations, résultant de déversement, etc. ;
- Support d'ouvrages annexes, tels que conduits d'évacuation, etc.

Ces sujets sont examinés de façon plus détaillée au Chapitre 8.

Bien que les barrages BCR bien conçus soient fréquemment la solution la plus économique par rapport à d'autres types de barrage, il y a des conditions qui rendent les barrages BCR plus coûteux ; on peut indiquer les situations suivantes : les matériaux pour granulats ne sont pas suffisamment disponibles, la fondation rocheuse est de qualité médiocre ou n'est pas proche de la surface, les conditions de fondation peuvent conduire à des tassements différentiels excessifs, ou bien la vallée est très étroite et ses versants très raides laissant peu de place pour la manœuvre du matériel.

1.4. CONCEPTS DE PROJET ACTUELS

Vers les années 1986/87, la plupart des caractéristiques qui maintenant prévalent dans le projet et la construction des barrages BCR avaient fait l'objet d'essais. Trois concepts concernant le projet et la construction de barrages BCR avaient émergé [47] :

- Le barrage en BCR maigre (faible dosage en liant) : dosage en liant (ciment Portland et adjuvants minéraux) $< 100 \text{ kg/m}^3$;
- La méthode RCD qui était utilisée au Japon ;
- Le BCR à forte teneur en pâte (dosage élevé en liant) : dosage en liant $> 150 \text{ kg/m}^3$.

Bien que ce classement soit essentiellement basé sur les dosages en liant, chaque méthode a une philosophie légèrement différente concernant la conception des barrages.

Le barrage en BCR à faible dosage en liant est muni d'un masque amont d'étanchéité destiné à protéger le béton interne à faible teneur en liant, compacté au rouleau, qui est généralement assez perméable, en particulier aux joints entre les couches (il s'agit de l'approche « séparée » – voir sous-chapitre 1.1.). Ce dispositif

during construction. A number of other dams are under construction in China in which floods during the hot wet summer are allowed to pass over the dam, such as at Jiangya, while RCC placement will take place during the cooler drier winter.

Roller-compacted concrete can also be utilised in dams for other purposes, such as :

- Strengthening and raising of an existing dam ;
- Reinforcing the downstream face of fill dams so that they can be over-topped ;
- Foundations for concrete dams (for example Ohkawa dam [28]) ;
- Filling of depressions in fill dams or in foundation caused by spilling or over-topping, etc. ;
- Support of auxiliary structures such as outlet conduits, etc.

These are discussed in more detail in Section 8.

Although well-designed RCC dams are frequently the least-cost solution when compared to other forms of dam, there are conditions that can make RCC dams more expensive. Situations where RCC may not be appropriate include those where aggregate material is not reasonably available, the foundation rock is of poor quality or not close to the surface, where foundation conditions could lead to excessive differential settlement, or where the valley is very narrow and steep-sided leaving limited room in which to manoeuvre the equipment.

1.4. CURRENT DESIGN CONCEPTS

By 1986/87 most of the features that now dominate RCC dam design and construction had been tried. Three concepts of RCC dam design and construction had emerged [47] :

- The lean (low-cementitious material content) RCC dam, with a low cementitious (i.e. Portland cement and mineral admixtures) content ($< 100 \text{ kg/m}^3$) ;
- The RCD method that was being used in Japan and ;
- The high-paste (high-cementitious material) content RCC, with a relatively high cementitious content ($> 150 \text{ kg/m}^3$).

Although these classifications are essentially based on the cementitious content, each method has a slightly different philosophy towards the design of the dams.

The low-cementitious RCC dam uses an upstream watertight membrane to protect the low-cementitious roller-compacted interior concrete that is usually fairly permeable, particularly at the joints between the layers (i.e. the “ separate ” approach – see Section 1.1). This membrane can either be an immersion-vibrated

d'étanchéité peut être constitué, soit d'un masque en béton pervibré (jusqu'à 500 mm d'épaisseur) mis en place contre un coffrage classique, en même temps que le béton interne, soit de panneaux en béton préfabriqués, munis ou non d'une géomembrane. Une couche de liaison (béton ou mortier avec un dosage plus élevé en liant) est fréquemment mise en place entre chaque levée près du parement amont pour améliorer la liaison et réduire les percolations entre les couches de BCR.

Dans la méthode RCD, l'ouvrage final ressemble beaucoup au barrage-poids en béton classique, avec des plots de 15 m de largeur, bien que ceux-ci soient constitués en découpant les joints après bétonnage, au lieu de l'être au moyen de coffrages en cours de bétonnage. La méthode de construction est un peu plus rapide que celle d'un barrage-poids en béton classique, d'environ 10 à 15 %.

À la suite de la construction des premiers barrages en BCR à faible dosage en liant, on s'aperçut que l'économie totale ne résultait pas uniquement de la teneur en liant. La simplicité de construction contribue à l'obtention de prix unitaires bas, et la pérennité en exploitation est un facteur important dans l'obtention d'une rentabilité économique à long terme pour le maître d'ouvrage. Le concept de barrage en BCR à dosage élevé en liant est basé sur la caractéristique que le béton interne compacté au rouleau constituera la barrière d'étanchéité. Le BCR devra donc être conçu pour assurer une bonne liaison entre les couches et une étanchéité in situ équivalente à celle d'un barrage en béton classique. Comme dans le cas d'un barrage RCD, des joints de contraction sont prévus à travers le barrage BCR, mais ceux-ci sont généralement plus espacés que dans un barrage RCD. Si du béton pervibré est utilisé sur les parements du barrage, il est prévu de donner un meilleur fini et de placer les waterstops à l'extrémité amont des joints de contraction.

Une catégorie correspondant aux barrages en BCR à dosage moyen en liant, compris entre 100 et 149 kg/m³, fut ajoutée pour couvrir l'ensemble du domaine des dosages en liant. À ces catégories, on doit ajouter les barrages en « remblai dur » [16] et CSG. Ceux-ci peuvent être considérés comme un barrage en enrochement stabilisé au ciment et conviennent en particulier aux zones de forte sismicité et présentant des fondations de faible qualité (voir Chapitre 10). Le premier grand barrage en remblai dur fut terminé en 1993 (Marathia, en Grèce); un barrage plus petit, utilisant la même technique de construction, a été cependant réalisé sur une fondation de qualité médiocre, au Royaume-Uni, en 1989 [25]. Un résumé des caractéristiques particulières de chaque classe de barrages BCR est donné dans le Tableau 1 [48] (il y a un certain nombre de particularités concernant quelques barrages, qui sortent des domaines indiqués dans le Tableau, mais les caractéristiques y figurant sont applicables à la majorité des barrages).

À la fin de l'année 1986, il y avait seulement 15 barrages BCR construits dans le monde : six aux États-Unis, deux en Afrique du Sud ainsi qu'en Australie et au Japon, et un au Brésil ainsi qu'en Espagne et en Chine. Il est intéressant de noter que ces sept pays sont toujours des leaders dans la construction de barrages BCR. Il apparaît que, dès qu'un barrage BCR est construit dans un pays, les avantages de la méthode de construction peuvent être perçus et la construction s'étend rapidement dans le pays. À la fin de 1996, il y avait au moins 157 barrages BCR terminés et 32 en construction.

concrete facing (up to 500 mm wide) placed at the same time as the interior concrete and cast against conventional formwork, or pre-cast concrete panels with or without an attached geo-membrane. Bedding mixes (concretes or mortars with a higher cementitious content) are frequently placed between each lift near the upstream face to improve the bond and reduce seepage between the layers of RCC.

With the RCD method the final structure is very similar to a traditional concrete gravity dam with 15 m wide monoliths, although these are post-formed by cutting the joints as opposed to being pre-formed with formwork. The method of construction is somewhat faster than building a traditional concrete gravity dam, approximately 10 to 15 %.

Following construction of the early low-cementitious content RCC dams it was realised that the total economy of a dam was not dictated solely by the cementitious content. Simplicity of construction helps to give low unit costs, and durability in operation is important in achieving long-term economy for the Owner. The design philosophy of the high-cementitious content RCC dam is that the roller-compacted interior concrete should be the watertight barrier. Thus the RCC has to be designed to bond layer to layer and to have an in-situ permeability equivalent to that of a traditional concrete dam. In the same way as an RCD dam, contraction joints are formed through the dam but these are generally at greater centres than in an RCD dam. If immersion-vibrated concrete is used on the faces of the dam, it is provided to give an improved finish and to contain the waterstops at the upstream end of induced contraction joints.

A further classification of a medium-cementitious RCC dam, which has a cementitious content between 100 and 149 kg/m³, was added to cover the whole range of cementitious contents. To these classifications, needs to be added the “ hard-fill ” [16] and CSG dams. Essentially these might be described as a cement-stabilised rock-fill dam and is particularly suited to areas in which there is high seismic loading and relatively weak foundations (see Section 10). The first large hard-fill dam was completed in 1993 (Marathia in Greece) although a smaller dam using the same construction concept had been completed on a weak foundation in the UK in 1989 [25]. A summary of the various particulars of each classification of RCC dam is shown in Table 1 [48] (there are a number of items on some dams that are outside the ranges shown in the Table but those shown are applicable to the great majority of dams).

At the end of 1986, there were only 15 completed RCC dams in the World : six in the USA, two in each of South Africa, Australia and Japan, and one in each of Brazil, Spain and China. It is of interest that these seven countries are still leading proponents of RCC dam construction. It seems that as soon as one RCC dam is built in any country, the benefits of the method of construction can be seen and RCC dams will expand rapidly within that country. At the end of 1996, there were at least 157 completed RCC dams and a further 32 were under construction.

Tableau 1
Classification des barrages BCR

Classification	Dosage faible en liant[2]	RCD	Dosage moyen en liant	Dosage élevé en liant
Dosage en liant[1] (kg/m ³)	≤ 99	120 - 130	100 - 149	≥ 150
Teneur en adjuvants minéraux (%)	0 - 40	20 - 35	20 - 60	30 - 80
Épaisseur des couches (mm)	300±	750 - 1000	300±	300±
Espacement des joints (m)	30 - ∞	15	15 - 50	20 - 75
Masque amont	Oui	Oui	Généralement	Néant
Exemples types	Willow Creek [32] Concepción [49] Jordão [50] [3]	Shimajigawa [29] Tamagawa [31] Miyagase [51]	Copperfield [33] De Mist Kraal [36] Les Olivettes [52] Joumoua [53]	U. Stillwater [54] Santa Eugenia [55] Wolwedans [56] New Victoria [57] Puding [5] Platanovryssi [58] Jiangya [46]

Notes : 1. Liant = ciment Portland et adjuvants minéraux

2. Incluant les barrages en « remblai dur » (il n'y a cependant pas de barrages CSG)

3. Jordão est un exemple de barrage en BCR à faible dosage en liant, avec une teneur élevée en fines

Les pays où des barrages BCR ont été construits avant la fin de l'année 1996 sont indiqués dans le Tableau 2. Près des 2/3 de tous ces barrages sont situés dans quatre pays : États-Unis, Espagne, Chine et Japon, chacun de ces pays ayant achevé la construction d'un barrage BCR à la fin de 1986. Il y a une bonne répartition des barrages BCR à travers le monde et ils ont été construits, ou sont en cours de construction, sous tous types de climat, allant des plus arides, tel que Toker (Érythrée), aux plus froids, tel que Lac Robertson (Canada) [59]. Ils ont été également construits dans des pays de divers niveaux de développement, allant des pays très développés aux pays en voie de développement. Il ne semble pas qu'il y ait des régions, mises à part peut-être celles connaissant de très fortes précipitations, où les barrages BCR ne constituent pas une solution viable. Néanmoins, le barrage Pangué (Chili), de 113 m de hauteur, fut réalisé en 13 mois, au cours d'une période où une hauteur de pluie de 4 450 mm fut enregistrée [60]. La répartition géographique des barrages BCR se présente comme suit : légèrement au-dessous d'un quart en Amérique du Nord, de l'ordre d'un tiers en Asie, légèrement au-dessous d'un cinquième en Europe, et un quart dans le reste du monde (voir Tableau 2). Les barrages en béton compacté au rouleau sont maintenant construits à diverses fins et ont essentiellement remplacé les barrages-poids en béton classique pervibré. La solution BCR est également adoptée sur un certain nombre de sites où des barrages en enrochement et des barrages-voûtes à double courbure avaient été précédemment envisagés.

Table 1
Classification of RCC dams

Classification	Low-cementitious [2]	RCD	Medium-cementitious	High-cementitious
Cementitious content[1] (kg/m ³)	≤ 99	120 - 130	100 - 149	≥ 150
Mineral admixtures content (%)	0 - 40	20 -35	20 - 60	30 - 80
Layer thickness (mm)	300±	750 - 1000	300±	300±
Joint spacing (m)	30 - ∞	15	15 - 50	20 - 75
Upstream membrane	Yes	Yes	Generally	No
Typical examples	Willow Creek [32] Concepción [49] Jordão [50][3]	Shimajigawa [29] Tamagawa [31] Miyagase [51]	Copperfield [33] De Mist Kraal [36] Les Olivettes [52] Joumoua [53]	U. Stillwater [54] Santa Eugenia [55] Wolwedans [56] New Victoria [57] Puding [5] Platanovryssi [58] Jiangya [46]

- Notes : 1. Cementitious = Portland cement and mineral admixtures
2. Including “hard-fill” dams (there are as yet no CSG dams)
3. Jordão is an example of a “high-fines” low-cementitious RCC dam

The countries that had completed RCC dams at the end of 1996 are shown in Table 2. Nearly two-thirds of all RCC dams have been completed in four countries : the USA, Spain, China and Japan, all of which had completed an RCC dam by the end of 1986. There is a reasonable distribution of RCC dams throughout the World and they have been, or are being, built in all types of climate from the most arid, such as Toker (Eritrea), to the coldest, such as Lac Robertson (Canada) [59]. They have also been completed in all types of country from the most developed to the still developing. There do not seem to be any areas, apart from possibly those with very high rainfall, in which RCC dams are not a viable option. Nevertheless, the 113 m high Pangué dam (Chile) was constructed in 13 months in a period with 4450 mm of rainfall [60]. The distribution of RCC dams is just under a quarter in North America, approximately a third in Asia, just under a fifth in Europe and a quarter in the rest of the World (see Table 2). Roller-compacted concrete dams are now being built for all purposes and have essentially replaced traditional immersion-vibrated concrete gravity dams. They are also being constructed on a number of sites where rock-fill dams and double-curvature arch dams had previously been considered.

Tableau 2

Pays où des barrages BCR ont été construits avant la fin de l'année 1996

<i>Asie</i>	Nombre	<i>Amérique du Nord</i>	Nombre
Chine	23	États-Unis	28
Japon	28	Mexique	5
Kyrgyzstan	1	Canada	2
Thaïlande	1	TOTAL	35
TOTAL	53	<i>Amérique du Sud</i>	
<i>Europe</i>		Brésil	9
Espagne	19	Honduras	2
France	6	Argentine	1
Roumanie	2	Guyane Française	1
Grèce	1	Chili	1
TOTAL	28	TOTAL	14
<i>Afrique</i>		<i>Océanie</i>	
Afrique du Sud	11	Australie	8
Maroc	7	TOTAL	8
Angola	1	TOTAL GÉNÉRAL	157
TOTAL	19		

Tableau 3

Nombre de barrages BCR, différenciés par type, achevés chaque année

Année d'achèvement	Remblai dur		BCRFL		RCD		BCRML		BCREL		Total	
	N	Cum	N	Cum	N	Cum	N	Cum	N	Cum	N	Cum
1981/83	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	2	2
1984/85	0	0	1	2	0	1	3	3	1	1	5	7
1986	0	0	3	5	1	2	3	6	1	2	8	15
1987	0	0	0	5	0	2	3	9	3	5	6	21
1988	0	0	0	5	5	7	5	14	3	8	13	34
1989	0	0	1	6	0	7	2	16	9	17	12	46
1990	0	0	2	8	3	10	6	22	6	23	17	63
1991	0	0	1	9	2	12	3	25	8	31	14	77
1992	0	0	3	12	1	13	1	26	14	45	19	96
1993	1	1	2	14	4	17	4	30	8	53	20	116
1994	0	1	1	15	1	18	4	34	7	60	14	130
1995	0	1	2	17	6	24	0	34	3	63	13	143
1996	0	1	3	20	5	29	0	34	5	68	15	157

Note : BCRFL = BCR à dosage faible en liant
 BCRML = BCR à dosage moyen en liant
 BCREL = BCR à dosage élevé en liant
 Cum = Nombre cumulé

Dans chacune des années 1993, 1994, 1995 et 1996, un barrage (ou deux barrages en 1995) ont un dosage en liant inconnu, et ces barrages n'ont donc pas été inclus dans l'analyse.

Table 2
Countries that had completed RCC dams at the end of 1996

<i>Asia</i>	N°	<i>North America</i>	N°
China	23	USA	28
Japan	28	Mexico	5
Kyrgyzstan	1	Canada	2
Thailand	1	TOTAL	35
TOTAL	53	<i>South America</i>	
<i>Europe</i>		Brazil	9
Spain	19	Honduras	2
France	6	Argentina	1
Romania	2	French Guyana	1
Greece	1	Chile	1
TOTAL	28	TOTAL	14
<i>Africa</i>		<i>Oceania</i>	
South Africa	11	Australia	8
Morocco	7	TOTAL	8
Angola	1	GRAND TOTAL	157
TOTAL	19		

Table 3
Number of RCC dams completed each year differentiated by classification

Year of completion	Hard-fill		LCRCC		RCD		MCRCC		HCRCC		Total	
	N°	Cum	N°	Cum	N°	Cum	N°	Cum	N°	Cum	N°	Cum
1981/83	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	2	2
1984/85	0	0	1	2	0	1	3	3	1	1	5	7
1986	0	0	3	5	1	2	3	6	1	2	8	15
1987	0	0	0	5	0	2	3	9	3	5	6	21
1988	0	0	0	5	5	7	5	14	3	8	13	34
1989	0	0	1	6	0	7	2	16	9	17	12	46
1990	0	0	2	8	3	10	6	22	6	23	17	63
1991	0	0	1	9	2	12	3	25	8	31	14	77
1992	0	0	3	12	1	13	1	26	14	45	19	96
1993	1	1	2	14	4	17	4	30	8	53	20	116
1994	0	1	1	15	1	18	4	34	7	60	14	130
1995	0	1	2	17	6	24	0	34	3	63	13	143
1996	0	1	3	20	5	29	0	34	5	68	15	157

Note : LCRCC = Low-cementitious RCC
MCRCC = Medium-cementitious RCC
HCRCC = High-cementitious RCC
Cum = cumulative

In each of the years 1993, 1994, 1995 and 1996 one dam (or two dams in 1995) had an unknown cementitious content and these are therefore not included in the analysis.

Comme indication de l'adhésion complète au BCR pour la construction de barrages, on peut signaler que le plus haut barrage BCR achevé a une hauteur de 155 m (Miyagase, au Japon) [51], et que le plus grand barrage BCR, actuellement en cours de projet et dont le début de construction est proche, est Longtan en Chine : 217 m de hauteur, plus de 7,5 millions de m³ de béton [61]. Le nombre de barrages BCR, différenciés par type, achevés chaque année est indiqué dans le Tableau 3.

1.5. ÉVOLUTION DE LA CONCEPTION DES BARRAGES BCR

D'après le Tableau 3, on peut considérer que la période se terminant en 1986 est celle des barrages BCR de la première génération ; il y avait 15 barrages BCR achevés (Fig. 1). Parmi ceux-ci, cinq (33 %) sont des barrages BCR à faible dosage en liant, deux (13 %) sont des barrages RCD, six (40 %) sont des barrages BCR à dosage moyen en liant et deux (13 %) sont des barrages à dosage élevé en liant. Cent quarante-deux barrages BCR ont été construits au cours des dix années suivantes (1986-1996) (Fig. 2) : 15 (11 %) sont des barrages BCR à faible dosage en liant, 27 (19 %) sont des barrages RCD, 28 (20 %) sont des barrages BCR à dosage moyen en liant et 66 (46 %) sont des barrages à dosage élevé en liant. Il y a également un barrage en remblai dur et cinq barrages dont les dosages en liant ne sont pas connus. Il y a donc un passage des barrages BCR à faible dosage en liant, construits au début des années 1980, à des barrages BCR à dosage moyen et élevé. Cela apparaît sur la Fig. 3.

Quatre raisons semblent expliquer ce changement [49] :

1. *Une plus grande compréhension du comportement du BCR.* Les essais effectués sur des échantillons extraits de barrages achevés, contenant divers types de BCR, ont montré que l'utilisation de dosages élevés en liant dans le BCR permettait d'obtenir un excellent comportement. La confiance dans le matériau s'est, de ce fait, accrue après les essais.

2. *L'augmentation des dimensions des barrages BCR.* Jusqu'à la fin de l'année 1990, seul un barrage de hauteur ≥ 100 m avait été achevé (Tamagawa [31]) ; entre 1991 et 1996, douze autres furent terminés et, à la fin de 1996, cinq autres étaient en cours de construction. L'augmentation des dimensions des barrages a nécessité une amélioration des propriétés du BCR. Le BCR à faible dosage en liant s'est avéré avoir des caractéristiques mécaniques in situ, en termes de cohésion et de résistance à la traction, plus faibles par rapport aux bétons ayant un dosage élevé en liant.

3. *Le changement d'utilisation des barrages BCR.* Un petit nombre des premiers barrages BCR faisaient partie d'aménagements hydroélectriques. Dans les dernières années 1980 et au cours des années 1990, beaucoup plus de barrages BCR furent construits à des fins de production d'énergie, conduisant à un stockage de l'eau à tout moment ; une amélioration de l'étanchéité et une confiance dans cette étanchéité étaient donc nécessaires.

4. *Économie.* Du fait des meilleures propriétés du BCR à dosage élevé en liant, par rapport à celles du BCR à faible dosage en liant, le profil en travers d'un barrage-poids peut être réduit, en particulier dans les régions sismiques. Malgré le coût plus élevé des matériaux, on a démontré que le coût global (i.e. volume x coût unitaire comprenant le coffrage des parements et la réalisation de l'étanchéité, etc.) d'un barrage BCR à dosage élevé en liant était souvent moins cher que le barrage BCR équivalent, à dosage faible en liant, avec des coefficients de sécurité identiques [62,63].

As an indication of the complete acceptance of RCC for dam construction, the highest RCC dam that has been completed is 155 m in height (Miyagase in Japan) [51] and the largest RCC dam presently being designed that is about to start construction is Longtan in China, which will eventually be 217 m high and will contain more than 7.5 million m³ of concrete [61]. The number of RCC dams, differentiated by type, completed each year are shown in Table 3.

1.5. TRENDS IN RCC DAM DESIGN

It can be seen from Table 3 that up to the end of 1986 – these might be considered to be first-generation RCC dams - there were 15 RCC dams completed (see Fig. 1). Of these, five (33 %) were low-cementitious RCC dams, two (13 %) were RCD dams, six (40 %) were medium-cementitious RCC dams and two (13 %) are high-cementitious content RCC dams. One hundred and forty-two RCC dams have been completed in the ten years since then (see Fig. 2). Of these 15 (11 %) were low-cementitious RCC dams, 27 (19 %) were RCD dams, 28 (20 %) were medium-cementitious RCC dams, while 66 (46 %) contained high-cementitious content RCC. There has also been one “ hard-fill ” dam and five of the dams completed had unknown cementitious contents. There has therefore been a swing from the lower-cementitious RCC dams placed at the beginning of the 1980s towards medium- and high-cementitious content RCC dams. This is shown in Fig. 3.

The reasons for this change in direction seem to be fourfold [49] :

1. *Greater understanding of the performance of RCC.* Following the testing of specimens taken from completed dams containing various forms of RCC, it has been shown that an excellent performance can be obtained by the use of high-cementitious contents in the RCC. Confidence in the material has thus grown following the testing.

2. *The increase in size of RCC dams being considered.* Up to the end of 1990, there had been only one RCC dam of 100 m or greater in height completed (Tamagawa [31]), between 1991 and 1996, a further twelve were completed and at the end of 1996 there were a further five under construction. With the increasing size has come the need for improved properties. Low-cementitious RCC has been found to have rather lower in-situ performance in terms of cohesion and direct tensile strength when compared with high-cementitious content concretes.

3. *The changing use of RCC dams.* Few of the early RCC dams were for hydro-electric projects. In the latter part of the 1980s and the 1990s, more RCC dams were used for this purpose whereby water was retained at all times and an improved impermeability and confidence in that impermeability was required.

4. *Economy.* With the improved properties of high-cementitious content RCC compared with low-cementitious RCC, the cross-section of a gravity dam can be reduced, particularly in areas where there is seismic activity. In spite of the higher material costs, it has been shown that the overall cost (i.e. volume x unit cost together with forming the face and obtaining water-tightness, etc.) of a high-cementitious content RCC dam is frequently cheaper than the equivalent low-cementitious RCC dam with similar Factors of Safety [62, 63].

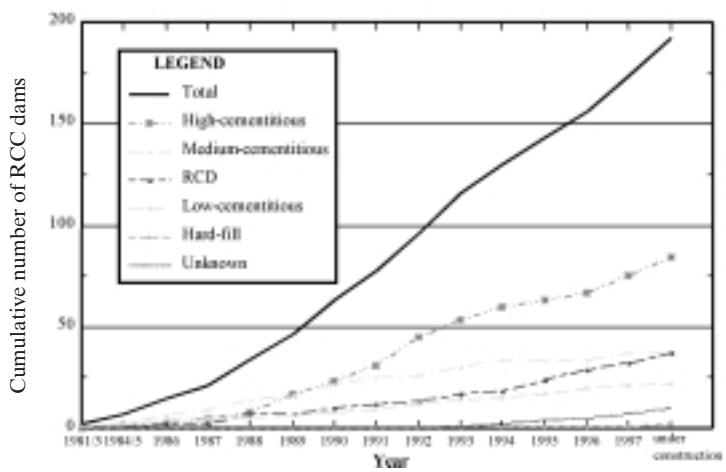


Fig. 1
 RCC dams completed at the end of 1986
Barrages BCR achevés à la fin de 1986

Fig. 2
 RCC dams completed and under construction at the end of 1996
Barrages BCR achevés et en construction à la fin de 1996

Under construction	<i>En construction</i>
Completed	<i>Achevés</i>

Fig. 3
 Cumulative number of dams constructed each year differentiated by classification
Nombre cumulé de barrages en béton compacté au rouleau, différenciés par type, construits chaque année

Cumulative number of RCC dams	<i>Nombre cumulé de barrages en béton compacté au rouleau</i>
Year	<i>Année</i>
Under construction	<i>En construction</i>
Total	<i>Total</i>
High-cementitious	<i>Dosage élevé en liant</i>
Medium-cementitious	<i>Dosage moyen en liant</i>
RCD	<i>RCD</i>
Low-cementitious	<i>Dosage faible en liant</i>
Hard-fill	<i>Remblai dur</i>
Unknown	<i>Inconnu</i>

1.6. REFERENCES

1. ICOLD / CIGB.
Roller compacted concrete for gravity dams / Béton compacté au rouleau pour barrages-poids
Bulletin N° 75, ICOLD / CIGB, Paris, 1989.
2. BERKANI, A., IBÁÑEZ de ALDECOA, R. and DUNSTAN, M.R.H.
The construction of Beni Haroun dam, Algeria
Hydropower and Dams, London, June 2000.
3. BERKANI, A., LIGNY, G. and MICHEL, J.-P.
Algeria's first major RCC dam is completed
Hydropower and Dams, London, October 2000.
4. HOLLINGWORTH, F., HOOPER, D.J. and GERINGER, J.J.
Roller compacted concrete arched dams
Water Power and Dam Construction, London, November 1989.
5. WANG, B., WANG, D. and HE, Y.
Construction of the Puding RCC arch dam
International Journal of Hydropower and Dams, London, March 1994.
6. SHEN, C.
New technical progress of RCC dam construction in China
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.
7. LIU, G.T., MAI, J.X. and ZHANG, G.X.
Research and practice on Xi-Bin roller-compacted concrete thin-arch dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.
8. ZHANG, M.
A construction of RCC arch-gravity and cofferdam for Yantan Hydroelectric Project
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, Beijing, China, November 1991.
9. USCOLD.
Annotated Bibliography on Roller-Compacted Concrete Dams
USCOLD, Denver, 1994.
10. WILLIAMS, R.I.T.
Cement-treated pavements : materials, design and construction
Elsevier Applied Science Publishers, 1986.
11. HADLEY, H.M.
Discussion : Masonry Dams - A Symposium
Transactions ASCE, Vol. 106, New York, 1941.
12. LOWE, J. III
Discussion to "Utilization of soil cement as slope protection for earth dams" by HOLTZ, W.G. and WALKER, F.C.
First ASCE Water Resources Engineering Conference, Omaha, Nebraska, 1962 (no proceedings of this Conference were published).

13. 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.
14. GENTILE, G.
Notes on the construction of the Alpe Gera dam
in Rapid construction of concrete dams, ASCE, New York, 1970.
15. RAPHAEL, J.M.
The optimum gravity dam, construction method for gravity dams
in Rapid construction of concrete dams, ASCE, New York, 1970.
16. LONDE, P. and LINO, M.
The faced symmetrical hard-fill dam : a new concept for RCC
Water Power and Dam Construction, London, February 1992.
17. MOFFAT, A.I.B.
A study of Dry Lean Concrete applied to the construction of gravity dams
Q. 43-R.16, XIth ICOLD Congress, Vol. 3, Madrid, 1973.
18. CANNON, R.W.
Concrete dam construction using earth compaction methods
in Economical construction of concrete dams, ASCE, New York, 1972.
19. CANNON, R.W.
Compaction of mass concrete with a vibratory roller
Journal of American Concrete Institute, Vol. 71, Chicago, October 1974.
20. SIVLEY, W.E.
Zintel Canyon Optimum Gravity Dam
Q. 44-Discussion, XIIth ICOLD Congress, Vol. 5, Mexico City, 1976.
21. PRICE, A.C.
The engineering characteristics of Dry Lean Concrete as applied to the construction of gravity dams
Ph. D. Thesis, University of Newcastle-upon-Tyne, Newcastle, England, 1977.
22. DUNSTAN, M.R.H.
Trial of lean rolled concrete at the Tamar Treatment Works
Report to the South West Water Authority, June 1977.
23. DUNSTAN, M.R.H.
Rolled concrete for dams - a laboratory study of the properties of high flyash content concrete
CIRIA Technical Note 105, London, May 1981.
24. DUNSTAN, M.R.H.
Rolled concrete for dams - construction trials using high flyash content concrete
CIRIA Technical Note 106, London, May 1981.
25. IFFLA, J.A., MILLMORE, J.P. and DUNSTAN, M.R.H.
The use of RCC for small flood alleviation dams in the UK.
Water Power and Dam Construction, London, February 1992.

26. CHAO, P.C. and JOHNSON, J.A.
Rollcrete usage at Tarbela dam
Construction International : Design and Construction, ACI, Chicago, November 1979.
27. LA VILLA, G.
The technique of placing rollcrete as experienced at Tarbela dam during 1978-1981 for the construction of additional works at the spillways
International Conference on "Rolled concrete for dams", CIRIA, London, June 1981.
28. HIROSE, T. and YANAGIDA, T.
Some experience gained in construction of Shimajigawa and Ohkawa dams
International Conference "Rolled Concrete for dams" CIRIA, London, June 1981.
29. HIROSE, T.
Research and practice concerning RCD method
C.18, XIVth ICOLD Congress, Vol. 3, Rio de Janeiro, 1982.
30. KOKUBU, M., SHIMIZU, S. and JOJIMA, S.
Present state and problems of rationalised construction of concrete dams in Japan
C.7, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
31. YAMAUCHI, T., HARADA, J., OKADA, T. and SHIMADA, S.
Construction of Tamagawa by the RCD method
Q.57-R.6, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985.
32. SCHRADER, E.K. and McKINNON, R.
Construction of Willow Creek dam
Construction International, ACI, Chicago, May 1984.
33. FORBES, B.A. and DELANEY, M.
Design and construction of Copperfield River Gorge dam
ANCOLD Bulletin N° 71, August 1985.
34. BAYAN, B.J.
Execution and control of the Castilblanco de los Arroyos dam with roller-compacted concrete.
Q.62-R.32, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988.
35. WANG, S.
Kengkou roller-compacted concrete dam
Q.62-R.39, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988.
36. HOLLINGWORTH, F. and DRUYTS, F.H.W.M.
Rollcrete: some applications to dams in South Africa
Water Power and Dam Construction, London, January 1986.
37. QUIN, J.T., REZENDE, S and SCHRADER, E.K.
Saco dam - South America's first RCC dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
38. MUNILLO-FERNÁNDEZ.
RCC Mexican dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.

39. OBERHOLTZER, G.L., LORENZO, A. and SCHRADER, E.K.
Roller-compacted concrete design for Urugua-i dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
40. OLIVERSON, J.E. and RICHARDSON, A.T.
Upper Stillwater dam: design and construction concepts
Concrete International, ACI, Chicago, May 1984.
41. McTAVISH, R.F.
Construction of Upper Stillwater dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
42. SMOAK, W.G.
Crack repairs to Upper Stillwater dam
Construction International, ACI, Chicago, February 1991.
43. HOPMAN, D.R. and CHAMBERS, D.R.
Construction of Elk Creek dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
44. HUANG, S. and YUE, Y.
Studies on temperature control of Puding RCC arch dam
Water Power and Dam Construction, London, October 1995.
45. FORBES, B.A., YANG, L., TANG, G. and YANG, K.
Jiangya dam, China : Some interesting techniques developed for high-quality RCC construction
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dam, China RCC '99, April 1999, Chengdu, China.
46. KREMPEL, K.F.S. and OLIVEIRA, L.J.N.
Salto Caxias Project – Upstream face
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dam, China RCC '99, April 1999, Chengdu, China.
47. DUNSTAN, M.R.H.
Recent developments in roller-compacted concrete dam construction
Water Power and Dam Construction Annual Handbook, London, January 1989.
48. DUNSTAN, M.R.H.
The state-of-the-art of RCC dams
First Portuguese Conference on roller-compacted concrete, Lisboa, November 1996.
49. GIOVAGNOLI, M., ERCOLI, F. and SCHRADER, E.
Concepción dam : design and construction problems and their solutions
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992.
50. KREMPEL, A.F., CREVILARA, C.Ch. and HOLANDA, F.G.
Jordão river diversion dam. Quality control plan for materials and concrete
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.
51. UJIIE, K.
Efficient construction of Miyagase dam and the RCD method
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.

52. BOUYGE, B., LANGOIS, A.P. and MARTIN, J.P.
Quality of works in RCC in France: a Contractor's solution
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988.
53. ROUGUI, H. and MAHFOUD, J.
RCC dams. Moroccan experience
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995.
54. RICHARDSON, A.T.
Performance of Upper Stillwater dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
Beijing, China, November 1991.
55. LAMA, J.L. and RÍO-IGLESIAS, F.
Santa Eugenia dam: an impermeable compacted concrete dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995.
56. OOSTHUIZEN, C.
Performance of RCC arch/gravity dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995.
57. DUNSTAN, M.R.H., WARK, R.J. and MANN, G.B.
New Victoria dam, Western Australia.
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
Beijing, China, November 1991.
58. KOLONIAS, E., DUNSTAN, M.R.H., HINKS, J.L. and COPLEY, A.F.
The design of Platanovryssi scheme, Europe's highest RCC dam
Water Power and Dam Construction, London, November 1989
59. NOLLET, M.J. and ROBITAILLE, F.
General aspect of design and thermal analysis of RCC Lac Robertson dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995.
60. PINILLA, L.
Pangue dam construction
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995.
61. YUAN, X et al.
Brief introduction to design of roller-compacted concrete gravity dam Longtan
Hydropower Project
Supplementary paper to Proceedings of International Symposium on Roller-
compacted concrete, Beijing, China, November 1991.
62. BOGGS, H.L. and RICHARDSON, A.T.
USBR design considerations for roller-compacted concrete dams
in Roller-compacted concrete, ASCE, New York, 1985.
63. DUNSTAN, M.R.H.
Discussion to Q. 62
XVIth ICOLD Congress, Vol. 5, San Francisco, 1988.

2. PROJET DE BARRAGES BCR

2.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre traite des aspects de projet qui sont particuliers aux barrages BCR. Les considérations relatives au projet, qui sont communes aux barrages en béton indépendamment de la méthode de construction, sont mentionnées succinctement. D'autres aspects de projet, tels que l'hydrologie, l'hydraulique, la géologie, le traitement de la fondation, etc., sont identiques à ceux des barrages en béton classique et ne sont donc pas considérés. Les informations contenues dans le présent chapitre présentent la technique actuelle en matière de projet de barrages BCR ; elles ne doivent pas être considérées comme des normes pour les projets.

L'utilisation de rouleaux vibrants pour compacter le béton, au lieu de pervibrateurs, ne change pas les concepts de base concernant le projet des barrages ; toutefois, elle influe sur les procédés de construction. Il importe donc, au cours de l'organisation de la construction, de tenir compte du projet et de la disposition générale des ouvrages annexes et des éléments incorporés, ainsi que des méthodes devant être utilisées pour le traitement des joints entre couches, afin que les avantages de la méthode rapide de construction résultant de l'adoption du béton compacté au rouleau ne soient pas perdus.

D'importants aspects qui doivent être examinés avant d'entreprendre le projet d'un barrage BCR comprennent l'objectif fondamental du barrage et les prescriptions du maître d'ouvrage relatives aux coût, programme, aspect extérieur, étanchéité, exploitation et entretien. Un tel examen contribuera à déterminer les dosages optimaux du BCR, le type de traitement de la surface des couches, la méthode de constitution des parements du barrage et la configuration de base des ouvrages. Le projet d'ensemble sera maintenu aussi simple que possible en vue de tirer pleinement avantage de la rapidité de construction résultant de l'adoption du BCR. Le projecteur, en tirant profit de la souplesse offerte par le BCR, doit mettre en balance les économies de coût possibles et les prescriptions techniques concernant la structure.

La majorité des barrages BCR construits à ce jour sont des barrages-poids. La construction de barrages du type poids-voûte, utilisant du BCR, débuta à la fin des années 1980. Plus tard, le BCR a été également utilisé pour la construction de barrages du type voûte mince, et à la fin de 1996 deux barrages de ce type avaient été réalisés en Chine. Les paramètres et méthodes de projet relatifs aux barrages BCR, bien qu'étant identiques à ceux concernant les barrages en béton classique, ont leurs propres caractéristiques qui doivent être prises en compte au cours du projet.

Les propriétés des matériaux, telles que le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, le coefficient de dilatation thermique et le poids volumique, sont semblables à celles du béton classique de barrage, puisqu'elles dépendent, dans une large mesure, des granulats utilisés.

2. DESIGN OF RCC DAMS

2.1. INTRODUCTION

This Section deals with the aspects of design that are particular to RCC dams. Design considerations, which are common to concrete dams irrespective of construction method, are mentioned cursorily. Other aspects of design such as hydrology, hydraulics, geology, foundation treatment, etc., are similar to those of traditional concrete dams and are thus not considered. The information in this Section presents the state-of-the-art of the design of RCC dams. It is not purported to be a Standard for design.

The use of vibratory rollers to compact concrete instead of immersion vibrators does not change the basic design concepts for dams ; nevertheless, it does affect construction procedures. Therefore, during construction planning, the structural design and layout of appurtenant structures and inserts and the methods that are to be used for the treatment of the joints between the layers must all be considered so that the advantages of the rapid method of construction that is possible with roller-compacted concrete are not lost.

Important considerations that must be addressed before proceeding with the design of an RCC dam include the basic purpose of the dam and the Owner's requirements for cost, programme, appearance, water-tightness, operation and maintenance. A review of these considerations should help to determine the optimum RCC mixture proportions, the type of layer surface treatment, the method of forming the face of the dam and the basic configuration of the structures. The overall design should be kept as simple as possible in order to fully utilise the advantage of the rapid method of construction using RCC. The Designer, in taking advantage of the flexibility afforded by RCC, must balance the potential cost savings against the technical requirements of the structure.

The majority of the RCC dams constructed to date have been gravity dams. Arch-gravity dams using RCC started in the late 1980s. Subsequently, RCC has also been used for thin-arch dams, and by the end of 1996 two had been constructed in China. Design parameters and procedures for RCC dams, though similar to those of traditional concrete dams, do have their own characteristics that must be taken into account in the design process.

Material properties such as elastic modulus, Poisson's ratio, coefficient of thermal expansion, and unit weight are similar to those of traditional dam concrete since they depend to a great extent on the aggregates used.

En général, la résistance au cisaillement le long des surfaces horizontales de contact entre les couches pose plus de problèmes en raison de la méthode de mise en place par couches utilisée dans la construction des barrages BCR. En outre, du fait de la technique de construction, les répartitions de température et les contraintes thermiques correspondantes dans le barrage, sont très différentes de celles d'un barrage en béton classique. C'est l'une des importantes considérations liées au projet et elle fait souvent l'objet de calcul par la méthode des éléments finis.

De grandes variations du coefficient de perméabilité des barrages BCR peuvent se présenter suivant la méthode de construction adoptée. Ce coefficient détermine les percolations à travers le barrage. D'importantes percolations peuvent être admises pour les barrages de maîtrise des crues qui stockent temporairement les débits de crues, mais cela ne doit pas compromettre la stabilité du barrage. Toutefois, de fortes percolations peuvent constituer un problème majeur pour les barrages destinés à un stockage permanent d'eau. La maîtrise des percolations est donc également un aspect important du projet des barrages BCR.

Les prescriptions relatives aux galeries, aux appareils d'auscultation, aux ouvrages annexes sont identiques à celles concernant les barrages en béton classique. Néanmoins, ces éléments peuvent influencer sur le programme des travaux de construction. Afin de s'assurer que la construction BCR pourra s'effectuer rapidement, et par là que des prix unitaires bas seront obtenus pour le BCR, le projet des éléments incorporés dans le barrage doit viser à ce que ceux-ci aient un impact minimal sur les cadences de mise en place du béton.

Les barrages BCR peuvent avoir un tracé en plan rectiligne ou incurvé, le parement amont étant vertical ou incliné, le parement aval variant de la verticale à une pente qui soit économiquement et structurellement appropriée au site donné. Les critères adoptés dans le projet, la hauteur proposée et les caractéristiques de la fondation influent fortement sur le profil en travers du barrage [1].

2.2. CONSIDÉRATIONS RELATIVES AU PROJET

2.2.1. Barrages-poids

Les barrages-poids BCR sont conçus avec les mêmes critères que ceux relatifs aux barrages-poids en béton classique, en ce qui concerne la stabilité et les contraintes admissibles dans le béton.

Du fait de la mise en place du BCR par couches, la résistance des joints de reprise et le risque de glissement sur ces joints doivent être examinés avec soin. Avec des BCR à dosage élevé en liant, une bonne cohésion peut être obtenue, mais les BCR à dosage bas en liant et les BCR présentant une ségrégation peuvent avoir une faible cohésion ; néanmoins, cela peut être admis dans certaines conceptions, telles que le barrage en « remblai dur ». De faibles valeurs de cohésion tendent également à donner des perméabilités élevées. Les résistances au cisaillement et les perméabilités sur les surfaces de reprise dépendent d'un certain nombre de facteurs incluant les propriétés des matériaux, les dosages du béton, le traitement des joints, les opérations de construction et les conditions ambiantes. Les valeurs effectives utilisées dans le projet d'exécution se baseront sur les essais des matériaux choisis

Generally, shear strength along the horizontal joints between the layers is more critical because of the “layered” method that is used in the construction of RCC dams. In addition, because of the construction technique, temperature distributions and the corresponding thermal stresses in the dam are very different from those of a traditional concrete dam. This is one of the major design considerations and is often investigated using finite-element method (FEM) analysis.

There can be large variations in the coefficient of permeability of RCC dams depending upon the method of construction. This coefficient determines seepage through the dam. Large amounts of seepage may be acceptable for flood control dams that store flood water temporarily, as long as stability is not impaired ; however, large amounts of seepage could be a major problem for dams used for permanent water storage. Therefore, seepage control is also an important consideration in the design of RCC dams.

Requirements for galleries, instrumentation, and appurtenance for RCC dams are similar to those of traditional concrete dams. Nevertheless these features can impact on the construction programme. To ensure that RCC construction can proceed rapidly, thereby ensuring that low unit prices for the RCC are obtained, the design of the inserts in the dam in particular should be such that they have the minimum possible effect on rates of concrete placement.

RCC dams can be constructed with straight or curved axes, with vertical or inclined upstream faces and with downstream faces varying from vertical to any slope that is economically and structurally appropriate for a given site. The adopted design criteria, proposed height and foundation characteristics strongly influence the basic dam cross section [1].

2.2. DESIGN CONSIDERATIONS

2.2.1. Gravity dams

RCC gravity dams are designed to the same criteria as a traditional concrete gravity dams with respect to stability and allowable stresses in the concrete.

Given the layered form of construction of RCC, the strength of lift joints and the potential for sliding on lift joints must be considered carefully. With high-cementitious content RCC, good cohesion is achievable, but low-cementitious RCC and RCCs that segregate can have low cohesion ; nevertheless this can be acceptable with some designs such as a “hard-fill” dam. Low cohesion values also tend to lead to high permeabilities. The shear properties and permeabilities at lift surfaces are dependent on a number of factors that include material properties, mixture proportions, joint preparations, construction operations, and exposure conditions. Actual values used in final designs should be based on tests of the materials to be used or careful extrapolation from tests on RCC mixtures from other projects with similar aggregates, cementitious material contents, and aggregate gradings. As with

ou seront extrapolées avec soin d'essais effectués, pour d'autres aménagements, sur des BCR présentant des granulats, des dosages en liant et des granulométries identiques. Comme pour tout projet de barrage, le projeteur d'ouvrages en BCR doit s'assurer que les hypothèses de projet sont réalistes compte tenu des conditions de construction prévues et des matériaux disponibles.

Lors des études d'avant-projet sommaire, où une cohésion entre les joints de reprise, allant jusqu'à 1,5 MPa, est demandée, une attention spéciale sera portée sur le choix de la composition du BCR et sur le traitement des joints de reprise. Des essais effectués sur des carottes extraites de barrages existants ont donné généralement des résistances plus élevées. Au barrage Upper Stillwater (États-Unis), après une année, la cohésion fut trouvée supérieure à 2,0 MPa et le coefficient de frottement supérieur à 1,3 [2]. Au barrage Platanovryssi (Grèce), la cohésion était de l'ordre de 4,0 MPa dans la plupart des zones du barrage. Les barrages BCR ont généralement une cohésion entre 1,5 et 4,0 MPa (voir sous-chapitre 7.2.).

Pour le projet d'exécution, les valeurs des paramètres de résistance à la traction et de résistance au cisaillement aux joints de reprise peuvent être déterminées de diverses façons. On peut indiquer (par ordre de préférence) :

1. Des essais de cisaillement direct in situ peuvent être exécutés, sous diverses charges avec confinement, sur des blocs découpés dans des planches d'essais en vraie grandeur construites par le personnel de chantier avec utilisation du matériel de construction.
2. Des carottes peuvent être extraites des planches d'essais BCR, en vraie grandeur, et soumises à des essais de cisaillement et de traction directe.
3. Des essais de cisaillement de joints sur une série de grands blocs de BCR, prélevés dans des planches d'essais compactées par de petits rouleaux conduits par l'arrière, peuvent être réalisés dans des conditions de laboratoire. Diverses maturités de joints et conditions de surface, concernant la composition effective du BCR, peuvent être évaluées et utilisées en vue de confirmer ou de modifier les critères de projet et de construction.
4. Des échantillons peuvent être fabriqués et faire l'objet d'essais en laboratoire. Néanmoins, pour que ces essais soient valables, le béton doit présenter une consistance et les granulats doivent avoir des dimensions, permettant des essais individuels représentatifs. Il est très difficile de simuler des conditions de joint en laboratoire.

Dans le cas de barrages BCR de grande ou moyenne hauteur, des essais en vraie grandeur sont fortement recommandés. Ces essais doivent être spécifiquement conçus pour le projet en question. Avec une hauteur de 217 m, il est vraisemblable que Longtan (Chine) sera le plus haut barrage BCR dans le monde lorsqu'il sera construit [3]. Des essais étendus ont été exécutés près du site pour définir les principaux paramètres de projet. Des planches d'essais furent construites en utilisant les mêmes méthodes que celles prévues pour les travaux réels de construction. Les résultats montrèrent qu'avec un contrôle convenable une cohésion supérieure à 2,0 MPa et un coefficient de frottement dépassant 1,2 pouvaient être obtenus sous un climat chaud sur le site. Des carottes continues de 150 mm de diamètre, atteignant 6-7 m de longueur, sont en cours d'extraction sur des barrages BCR récemment achevés en Chine. Les joints de reprise sont difficilement visibles sur ces carottes.

any dam design, the Designer of RCC structures must be sure that design assumptions are realistically achievable with the construction conditions anticipated and the materials available.

For preliminary designs which require cohesion between lift joints, typically up to 1.5 MPa, particular attention will be required for the RCC mix selection and lift treatment. Tests on cores taken from existing dams generally exhibited higher strengths. In Upper Stillwater (USA), after one year, the cohesion was found to be greater than 2.0 MPa and the friction factor greater than 1.3 [2]. In Platanovryssi (Greece) the cohesion was circa 4.0 MPa in most parts of the dam. RCD dams generally have cohesion between 1.5 and 4.0 MPa (see Section 7.2).

For final design, values for tensile and shear strength parameters at lift joints can be determined in several ways. Some examples (in order of preference) are :

1. In-situ direct shear tests can be conducted at various confining loads on blocks cut into full-scale trials made with full production equipment and site personnel.
2. Drilled cores can be removed from RCC full-scale trials and tested in shear and direct tension.
3. Joint shear tests can be performed on a series of large blocks of the total RCC mixture cut from test placements compacted with small, walk-behind rollers under laboratory conditions. Various joint maturities and surface conditions of the actual mixture for the project can be evaluated and used to confirm or modify the design and construction criteria.
4. Individual specimens can be manufactured and tested in the laboratory. Nevertheless for these tests to be valid the mixture should be of a consistency, and the aggregate of a size, that permits representative individual samples to be made. It is very difficult to simulate joint conditions in the laboratory.

For high and medium-height RCC dams, full-scale trials are strongly recommended. These trials must be designed specifically for a particular project. At 217 m high, Longtan (China) is presently expected to be the highest RCC dam in the world when constructed [3]. Extensive tests have been carried out near the site to establish major design parameters. Test sections were constructed by the same methods planned for the actual construction. The results demonstrated that with proper control, a cohesion higher than 2.0 MPa and a friction factor larger than 1.2 could be achieved in the hot climate at the site. Continuous 150 mm diameter cores up to 6 to 7 m long are being extracted from recently-completed RCC dams in China. The lift joints are hardly discernible in these cores.

Les barrages-poids sont normalement calculés comme des structures bidimensionnelles en utilisant le calcul classique en contraintes dans le domaine plan, ou le calcul par la méthode des éléments finis. Pour tous les barrages sauf les plus grands, le comportement thermique d'un barrage-poids BCR n'affecte pas la conception du profil en travers du barrage, étant donné que la section est monolithe dans la direction amont-aval et qu'aucune force n'est supposée se transmettre le long de l'axe du barrage. Dans le cas d'un barrage-poids en béton classique, le raccordement barrage-fondation est généralement la zone la plus critique pour l'évaluation de la stabilité. Cependant, du fait des joints horizontaux entre les couches, de résistance potentiellement plus faible, il importe également d'effectuer des calculs de stabilité pour d'autres sections critiques dans le corps du barrage BCR, en plus de ceux relatifs au raccordement barrage-fondation.

Diverses Normes de projet relatives aux barrages-poids sont appliquées, mais beaucoup sont identiques à la Norme de projet figurant dans la Monographie USBR n° 19 [4].

2.2.2. Barrages-voûtes

Les barrages-voûtes sont habituellement calculés en utilisant soit la méthode du trial load (méthode des ajustements), soit la méthode tridimensionnelle des éléments finis. À la différence des barrages-poids qui transfèrent la charge d'eau à la fondation par effet de cisaillement, les barrages-voûtes transfèrent la charge d'eau aux appuis par effet voûte. Par conséquent, les joints horizontaux entre les couches d'un barrage BCR, susceptibles de présenter une résistance plus faible, posent moins de préoccupation pour les barrages-voûtes que pour les barrages-poids.

Les barrages-voûtes en béton classique sont construits par plots qui sont généralement refroidis, jusqu'à leur température finale stabilisée, par circulation d'eau froide dans des tuyaux noyés dans le béton. En général, la température stabilisée correspond à peu près à la température ambiante moyenne annuelle sur le site, ajustée pour tenir compte de l'effet thermique de l'eau de la retenue. Les joints de contraction entre plots sont normalement injectés avant la mise en eau de la retenue. Les contraintes thermiques sont minimales au moment de l'injection des joints. Par la suite, en cours d'exploitation, les contraintes thermiques dans le barrage résultent principalement des variations de la température ambiante au-dessus et au-dessous de la température stabilisée du barrage. Les contraintes thermiques dans un barrage-voûte en BCR sont plus difficiles à évaluer que celles d'un barrage-voûte en béton classique. Le barrage en BCR est généralement construit en un seul monolithe (avec joints induits), sans refroidissement par tuyau de circulation d'eau ; les contraintes thermiques dues aux variations initiales de la température du béton, associées à la chaleur d'hydratation du liant, peuvent être bloquées dans la structure. Afin d'évaluer convenablement ces contraintes thermiques, un calcul tridimensionnel par la méthode des éléments finis doit être exécuté.

Les barrages du type poids-voûte sont plus appropriés aux vallées larges en forme de U, tandis que les barrages-voûtes conviennent mieux aux vallées étroites en forme de V. Les barrages poids-voûtes en BCR peuvent devenir très compétitifs avec d'autres types d'ouvrage, tels que les barrages en enrochement à masque amont en béton, dans les larges vallées en forme de U. Cependant, un barrage

Gravity dams are normally analysed as two-dimensional structures using conventional plane-stress analysis or finite-element analysis. For all but the largest dams, the thermal performance of an RCC gravity dam does not affect the design of the dam cross-section as the section is monolithic in the upstream-downstream direction and no forces are assumed to be transmitted along the dam axis. For a traditional concrete gravity dam, the dam-foundation interface is usually the most critical section for stability evaluation. However, because of the potentially weaker horizontal joints between the layers, in addition to the dam-foundation interface, it is also necessary to perform stability analyses for other critical sections through the body of the RCC dam.

Various design Standards for gravity dams are in use, but many are similar to the design Standard given in the USBR Monograph N° 19 [4].

2.2.2. Arch dams

Arch dams are usually analysed using either the trial-load method or a three-dimensional finite-element analysis. Unlike gravity dams that transfer water load to the foundation through shear, arch dams transfer water load to their abutments through arch action. Therefore, the potentially weaker horizontal joints between the layers of an RCC dam are not as critical an issue for arch dams as they could be for gravity dams.

Traditional concrete arch dams are constructed in blocks which are normally cooled to their final stabilised temperature by circulating cold water in pipes embedded in the concrete. The stabilised temperature is usually around the annual average ambient temperature at the site adjusted for the effect of reservoir water temperature. Contraction joints between blocks are normally grouted before reservoir impounding. Temperature stresses at the time of joint grouting are minimal. Subsequently during operation, temperature stresses in the dam are caused mainly by the ambient temperature variation above and below the stabilised dam temperature. The temperature stresses in an RCC arch dam are more complicated to evaluate than in a traditional concrete arch dam. The dam is usually constructed in a single monolith (with induced joints) without pipe cooling, and thermal stresses due to the initial temperature variation of the concrete caused by heat of hydration of the cementitious materials could be locked in the structure. In order to properly evaluate this temperature stress condition, a detailed three-dimensional finite-element analysis has to be performed.

Arch-gravity dams are usually more appropriate for wider U-shaped valleys while arch dams are more suited for narrower V-shaped valleys. RCC arch-gravity dams can become very competitive with such alternative structures as concrete-faced rock-fill dams in the wider U-shaped valleys. However an arch-gravity dam has a thicker section than a thin-arch dam and is therefore more prone to trap heat,

poids-voûte a un profil en travers plus épais que celui d'un barrage-voûte mince et est donc plus enclin à emmagasiner la chaleur d'hydratation du liant, à l'intérieur du corps du barrage, que dans le cas d'un barrage-voûte mince. En raison de son épaisseur plus faible, un barrage-voûte mince peut dissiper la chaleur d'hydratation plus rapidement et donc parvenir plus vite à une température stable.

La méthode adoptée dans le cas de deux barrages, du type poids-voûte, en Afrique du Sud, Wolwedans (70 m de hauteur, 33 m d'épaisseur à la base) et Knellpoort (50 m de hauteur, 30 m d'épaisseur à la base) a consisté à établir des joints transversaux, de direction radiale, à des intervalles de 10 m mesurés le long du parement amont. Ces joints sont identiques à des joints induits et sont équipés de systèmes d'injection [5]. L'injection des joints a été prévue après refroidissement du barrage jusqu'à sa température finale stabilisée [6]. Jusqu'à maintenant (2000), un seul joint a été injecté sur le barrage Knellpoort ; les autres joints ne seront jamais suffisamment ouverts pour être injectés. La raison de cette situation est que le barrage fut construit au cours de l'hiver très froid de l'année 1998. L'élévation de température dans le corps du barrage fut donc moindre que dans le cas du barrage Wolwedans où la zone inférieure fut construite au cours de l'été 1998 (voir sous-chapitre 11.5.). Un espacement de joints induits de 20 m (au lieu de 10 m) aurait été plus approprié pour le barrage Wolwedans [7]. L'avantage de l'augmentation de distance entre les joints préformés est une ouverture un peu plus grande des fissures induites. Les barrages-voûtes étant très sensibles à une fissuration non contrôlée, non seulement l'espacement mais également l'ouverture des fissures doivent être maîtrisés pour permettre une injection efficace. Une formation effective de fissures induites dans ces joints est de première importance [8]. Ainsi, lorsque l'injection des joints est inévitable, la limitation de l'évolution de la chaleur d'hydratation dans le corps du barrage revêt moins d'importance que le contrôle de la position et de l'ouverture des joints. Cela peut être réalisé, avec maîtrise, en utilisant, par exemple, une couche de béton classique avec joints de construction ou points de concentration artificielle de contraintes, pour induire des fissures.

Dans le cas du barrage Puding (Chine) [9], de 75 m de hauteur, le barrage du type voûte épaisse en BCR fut également conçu pour être construit au cours d'une saison froide et, de ce fait, seuls trois joints de contraction injectables, espacés de 90 m environ, furent prévus. Il est indiqué qu'aucun des joints ne s'est ouvert.

La conception des deux barrages BCR du type voûte mince, en Chine, Wenquanpu (49 m de hauteur et 13,8 m d'épaisseur à la base) [10] et Xibin (63 m de hauteur et 12 m seulement d'épaisseur à la base) [11] dépendait également des conditions de température prévues sur le site au cours de la période de construction et des températures finales de ces barrages. Dans le cas de Wenquanpu, exposé à des hivers rigoureux, quatre joints de contraction injectables, espacés de 30 à 40 m furent prévus. Toutefois, pour Xibin exposé à un climat plus modéré, des calculs par la méthode des éléments finis indiquèrent qu'il n'était aucunement nécessaire d'établir des joints de contraction transversaux. Dans ce dernier cas, des joints de pied amont, de faible profondeur, munis de waterstops, furent prévus aux appuis pour décharger le barrage des contraintes locales de traction qui se développent dans cette zone.

Mis à part les calculs normaux tridimensionnels requis pour un barrage BCR du type voûte ou poids-voûte, les méthodes de projet diffèrent généralement

due to the heat of hydration of the cementitious materials, inside the body of the dam than in the case of a thin-arch dam. Because of its thinner section, a thin-arch dam can more quickly dissipate heat and thus reach its long-term stable temperature more quickly.

The approach in the case of two South African arch-gravity RCC dams, Wolwedans (70 m high with a base thickness of 33 m) and Knellpoort (50 m high with a base thickness of 30 m), has been to provide radially-orientated transverse joints at 10 m intervals measured along the upstream face. These joints are similar to induced joints and are provided with grouting systems [5]. The approach regarding grouting of the joints has been to allow the dam to cool down to its final operating temperature before grouting [6]. Thus far (2000), only one joint has been grouted at Knellpoort dam ; the remainder of the joints will never open sufficiently to be grouted. The reason for this is that the dam was constructed during the very cold winter season of 1988. The temperature rise in the body of the dam was thus not as high as in the case of the Wolwedans dam where the lower section was constructed during the summer of 1988 (see Section 11.5). In hindsight, a spacing of induced joints at 20 m intervals (instead of 10 m) would have been more practical for Wolwedans dam [7]. The advantage of increasing the distance between the pre-formed joints is the development of slightly larger induced crack widths. As arch dams are sensitive to uncontrolled cracking, not only the spacing but also the widths of the cracks should be controlled for effective grouting to be done. Active inducement (“seeding”) of cracks in these joints is of prime importance [8]. Thus when joint grouting is inevitable, limiting the total heat development in the dam body is of less importance than controlling the position and width of the joints. This can be done in a controlled way by, for example, using a blinding layer of conventional concrete with construction joints or artificial stress concentration points, to “seed” cracks.

In the case of the 75 m high Puding dam (China) [9], the thick-arch RCC dam was also designed to be constructed during cooler season and thus only three groutable contraction joints, about 90 m apart, were provided. It is reported that none of the joints have opened.

The design approaches for the two thin-arch RCC dams in China, Wenquanpu (49 m high with a base thickness of 13.8 m) [10] and Xibin (63 m high with a base thickness of only 12 m) [11] also depended on the site temperature conditions expected during the construction period and the final operating temperatures of these dams. In the case of Wenquanpu, which was exposed to a severe winter climate, four groutable contraction joints were provided at intervals ranging from 30 to 40 m. However, in the case of Xibin exposed to a more moderate climate, finite-element calculations indicated that it was not necessary to provide any transverse contraction joints at all. In the latter case short heel-joints, fitted with waterstops, were provided on the upstream side of the dam at the abutments to relieve the dam from the local tensile stresses that would develop there.

Apart from the normal three-dimensional structural analyses required for an RCC arch-gravity or arch dam, the design approaches generally differ as to whether

quant à la nécessité de prévoir des joints de contraction et, s'ils sont nécessaires, quant à la détermination de l'intervalle entre ces joints. Un aspect à prendre en compte, dans le cas d'un large espacement de joints, est une température différentielle élevée par rapport à la température ambiante, susceptible de causer une fissuration thermique si la résistance à la traction est dépassée. La formation de fissures à Wolwedans (voir sous-chapitre 11.5.) tend à montrer que de telles contraintes de traction peuvent se manifester dans un barrage BCR épais et que de telles contraintes ne se dissipent pas nécessairement en totalité sous l'effet du fluage du matériau.

Du fait que les niveaux de contraintes sont normalement plus élevés dans les barrages-voûtes que dans les barrages-poids, il importe généralement de concevoir les barrages de type voûte avec un BCR ayant une résistance plus grande que celle normalement adoptée pour la plupart des barrages-poids BCR (bien que certains barrages-poids BCR susceptibles de subir de fortes charges dynamiques puissent avoir des résistances encore plus élevées). Par conséquent, des dosages élevés en liant sont nécessaires. Cela peut conduire à un BCR à forte chaleur d'hydratation. Le choix de la composition d'un tel BCR nécessite une grande attention et il est parfois nécessaire d'inclure un fort pourcentage d'adjuvants minéraux actifs pour maintenir le dégagement de chaleur d'hydratation à des niveaux acceptables.

Tous les barrages-voûtes BCR construits à ce jour ont moins de 75 m de hauteur et, de ce fait, leurs coupes transversales sont relativement minces. Il est possible que dans le cas de barrages poids-voûtes dépassant 100 m de hauteur les sections transversales deviennent trop épaisses pour dissiper en un temps raisonnable la chaleur d'hydratation dégagée dans le corps du barrage. Cela peut conduire à incorporer un système de post-refroidissement assurant une dissipation suffisamment rapide de la chaleur d'hydratation pour permettre l'injection des joints de contraction transversaux avant la mise en eau de la retenue.

2.2.3. Aspects sismiques

Le calcul des barrages BCR sous des charges sismiques est identique à celui des barrages en béton classique. Dans la conception sismique des barrages en béton, un certain nombre de « bonnes pratiques » sont appliquées, telles que l'élimination ou la réduction des discontinuités géométriques dans le barrage et la réduction du poids mort au sommet du barrage. Ces pratiques sont également applicables aux barrages BCR. Comparativement aux charges statiques, les charges sismiques peuvent nécessiter une résistance à la traction et une résistance au cisaillement plus élevées sur les joints de reprise horizontaux. Des mesures appropriées doivent être prises en cours de construction pour répondre à ces exigences.

Plusieurs barrages existants nécessitent un renforcement pour satisfaire aux nouveaux critères de charges sismiques. Dans le cas de barrages en béton de dimensions petites à moyennes, le renforcement peut souvent être réalisé en construisant un contrefort en béton sur le parement aval du barrage. Dans de nombreux cas, le contrefort en BCR s'est avéré la solution la moins coûteuse. Plusieurs barrages en service aux États-Unis, tels que Santa Cruz, Gibraltar et Littlerock, ont été renforcés en utilisant cette méthode (voir sous-chapitre 8.4.).

contraction joints are to be provided, and if necessary, at what intervals they should be provided. One aspect that has to be considered with wide joint spacing is a high temperature differential with respect to ambient temperature that could cause thermal cracking if the tensile strength is exceeded. The crack formation at Wolwedans (see Section 11.5) tends to indicate that such tensile stress may well be present in a thick-sectioned RCC dam and that such stresses are not necessarily fully relieved through the tensile creep of the material.

Because stress levels in arch dams are normally higher than in gravity dams, it is usually necessary to design such dams with an RCC having a greater strength than has been the normal practice with most RCC gravity dams (although some RCC gravity dams that could be subject to high dynamic loading may have even higher strengths). Consequently higher cementitious contents are frequently necessary. This can result in an RCC with a higher capacity for heat generation. Thus the selection of the mixture proportions of such an RCC needs careful consideration and it may be necessary to include a high percentage of an active mineral admixture to keep the heat development to tolerable levels.

All RCC arch dams built to date are less than 75 m in height and thus cross-sections are relatively thin. It is possible that with arch-gravity dams in excess of a 100 m the cross-sections might become too big to dissipate the developed heat within the body of the dam within a reasonable period of time. It is thus possible that some method of post-cooling might have to be incorporated to dissipate the heat in a shorter time to be able to grout the transverse contraction joints before impounding the reservoir.

2.2.3. Seismic aspects

The analysis of RCC dams for seismic loading conditions is identical to that for traditional concrete dams. In seismic design of concrete dams, there are certain “good practices”, such as eliminating or minimising geometrical discontinuity in the dams and reducing dead load at the top of the dam. These practices are equally applicable to RCC dams. The tensile and shear strength of the horizontal lift joints required for seismic loading may be higher than those under static loading. Proper measures have to be taken during construction to accommodate these requirements.

Many existing dams have to be strengthened for updated seismic loading criteria. For small- to medium-size concrete dams, the strengthening may often be achieved by constructing a concrete buttress on the downstream face of the existing dam. In many cases, RCC buttresses have been found to be the most cost-effective alternative. Several existing dams in the United States such as Santa Cruz, Gibraltar and Littlerock have been strengthened using this approach (see Section 8.4).

2.3. CONSIDÉRATIONS THERMIQUES

2.3.1. Causes de fissures dans le béton de masse

Des fissures tendent à se développer dans de grands ouvrages en béton non armé si l'ouvrage n'est pas convenablement conçu pour la maîtrise des températures et de la fissuration. Les principales variations de volume associées à ces types d'ouvrage résultent des variations de température survenant au cours de leur vie. Le retrait hydraulique (dû au séchage) est limité aux surfaces extérieures de la masse et les changements autogènes de volume sont généralement sans conséquence.

Les changements de volume sont principalement confinés par le raccordement du béton avec la fondation et les appuis, et par la zone interne de la masse de béton, dont les variations de volume sont plus lentes que sur les parties extérieures. Une fissuration dans la masse se produira lorsque le confinement dépasse la capacité de déformation du béton.

Les principaux facteurs affectant la fissuration non contrôlée sont : la température de pointe interne, la température ambiante annuelle moyenne jusqu'à laquelle la masse se refroidira, le fluage, le module d'élasticité et le degré de confinement agissant à l'endroit de la fissure [12]. Ces fissures apparaissent généralement au cours du premier ou du second hiver et prennent naissance habituellement sur les surfaces extérieures adjacentes à la fondation où le confinement est le plus important. De là, elles se propagent vers l'intérieur et vers le haut avec le refroidissement continu de la masse. Si la variation de volume est assez grande, la fissuration peut affecter toute l'épaisseur du barrage et devenir une source de fuites.

2.3.2. Maîtrise des températures

La méthode la plus efficace pour prévenir la fissuration du béton de masse, mise à part la réduction du dégagement de chaleur d'hydratation à l'intérieur du corps du barrage, consiste à diminuer la différence de température entre la valeur de pointe, atteinte après mise en place du béton, et la valeur stabilisée finale, ce qui limite la baisse de température de l'ouvrage. La baisse de température permise dépend des dimensions et de la géométrie des plots, de la situation relative par rapport à la fondation, de la raideur relative du béton et de la roche de fondation, de la résistance à la traction et du comportement du béton sous l'effet du fluage, de la vitesse de baisse de la température, etc. Par exemple, un Tableau a été publié [13], indiquant la baisse de température permise en fonction des dimensions du plot et de la situation relative au-dessus de la zone de confinement au niveau de fondation. Théoriquement, la contrainte de traction due à la variation de température dans un ouvrage confiné est indépendante des dimensions de l'ouvrage. Cependant, des observations in situ montrent que les dimensions du plot jouent un rôle important dans la formation des fissures d'origine thermique à l'intérieur du béton de masse. La raison de ce désaccord est que la contrainte thermique est fonction non seulement de l'ampleur de la variation de température, mais également de la répartition des variations de température dépendant des dimensions de l'ouvrage [14].

2.3. THERMAL CONSIDERATIONS

2.3.1. Causes of cracks in mass concrete

Cracks tend to develop in large un-reinforced concrete structures if the structure is not properly designed for temperature and crack control. The major changes in volume associated with these types of structure result from the changes in temperature that occur during their life. Drying shrinkage is limited to the exposed surfaces of the mass and autogenous changes in volume are normally inconsequential.

The volume changes are principally restrained by the bond of the concrete to the foundation and abutments and by the interior of the concrete mass, which changes volume at a slower rate than the exterior. Cracking of the mass will occur when the restraint to the change in volume exceeds the strain capacity of the concrete.

The principal factors affecting uncontrolled cracking are the peak internal temperature, the average annual ambient temperature to which the mass will eventually cool, creep, the modulus of elasticity, and the degree of restraint acting at the crack location [12]. These cracks usually appear during the first or second winter season and generally initiate at exposed surfaces adjacent to the foundation where restraint is the greatest. From there, they will propagate inwards and upwards with continuing cooling of the mass. If the change in volume is sufficiently large, the cracking can penetrate the full thickness of the dam and become a source of leakage.

2.3.2. Temperature control

The most effective method to prevent massive concrete from cracking, apart from reducing the heat generation within the body of the dam, is to reduce the difference in temperature between the peak temperature reached after concrete placement, and the final stabilised temperature, thus limiting the temperature drop of the structure. The allowable temperature drop is a function of the block size and geometry, relative location with respect to the foundation, relative stiffness of the concrete and the foundation rock, tensile strength and creep behaviour of the concrete, rate of temperature drop, etc. Empirical data are available to guide preliminary design. For example, a Table has been published [13] showing allowable temperature drop as a function of block size and relative location above the restraining foundation. Theoretically, tensile stress due to temperature change in a restrained structure is independent of the size of the structure. However, field observations indicate that block size does play a major role in the formation of thermal cracks in mass concrete. The reason for this discrepancy is that in addition to the magnitude of temperature change, thermal stress is also a function of the distribution of temperature change that is dependent on the size of the structure [14].

Des études relatives au dégagement de chaleur d'hydratation et à l'élévation de température dans le BCR de masse indiquent que la mise en place séquentielle et rapide de couches minces peut avoir un effet bénéfique sur la réduction de la fissuration, en raison d'une répartition de température plus uniforme à travers la masse, comparativement à ce qui est constaté dans les méthodes classiques de bétonnage en grande masse. De telles études permettent de définir l'espacement maximal des joints de contraction. Les résultats analytiques seront comparés aux données réelles recueillies in situ. Les critères de projet relatifs aux études thermiques comprendront la contrainte maximale de traction et la profondeur admissible de fissuration d'origine thermique depuis le parement du barrage.

Lors du projet d'exécution de barrages BCR de grandes et moyennes dimensions, il est courant d'utiliser la méthode des éléments finis pour évaluer les contraintes thermiques et le potentiel de fissuration. Le modèle physique donnera une bonne représentation du corps du barrage et de sa fondation, incluant les galeries et autres pertuis internes susceptibles d'influer sur l'évolution de la température. Des logiciels informatiques sont disponibles pour modéliser l'évolution complète de la température depuis l'époque de la mise en place du béton jusqu'au moment où les températures du béton se sont stabilisées [15, 16, 17, 18]. Cependant, il faut se rappeler que la qualité des résultats fournis par ces programmes de calcul dépend de celle des données d'entrée.

Les facteurs dont il faut tenir compte dans les études sur modèle et qui peuvent avoir un effet important sur l'évolution des températures sont :

- température de mise en place du BCR,
- augmentation adiabatique de température et chaleur d'hydratation,
- programme de construction,
- pertes et gains de chaleur associés au milieu, incluant :
 - gain de chaleur par rayonnement solaire,
 - perte de chaleur par rayonnement et convection (y compris les effets du vent), évaporation de l'eau de cure et transmission de chaleur à la fondation,
 - perte de chaleur en direction de la retenue par conduction et convection,
 - perte de chaleur à travers les galeries.

Les divers granulats pouvant être utilisés dans la composition du béton du barrage ont peu d'effets sur l'augmentation de température, bien qu'ils puissent avoir, et auront probablement, d'autres effets sur le comportement thermique, tel que le module et le coefficient de dilatation thermique.

Les pertes et gains de chaleur associés au milieu sont influencés par l'heure de mise en place du béton, les conditions climatiques et les mesures prises pour maîtriser les pertes et gains de chaleur, telles que la pose d'une couverture sur la surface du béton, immédiatement après sa mise en place, et l'aspersion d'eau. Les effets environnementaux à court terme sur une couche, avant qu'elle soit recouverte et isolée par la couche suivante, sont importants dans la détermination de la température initiale de la couche et de la température de pointe du béton. Il importe d'obtenir des données météorologiques spécifiques au site, permettant une

Studies of the heat generation and temperature rise of massive RCC placements indicate that the sequential and rapid placement of thin layers can have a beneficial effect on crack reduction due to the more consistent temperature distribution throughout the mass when compared to more traditional ways of placing large volumes of concrete. Such studies are able to define the maximum contraction joint spacing. Analytical results should be compared to actual in-situ data. Design criteria for thermal studies should include the maximum tensile stress and the allowable depth of thermal cracking from the face of the dam.

For the final design of large- and medium-sized RCC dams, it is usual to use a finite-element analysis to evaluate the thermal stress and crack potential. The physical model should give a good representation of the dam body with its foundation, including galleries and other internal openings where these may be of importance for temperature development. Computer software is available to model the complete temperature variation history from the time the concrete is placed to the time when concrete temperatures become stabilised [15, 16, 17, 18]. However it must be remembered that the output from these programs is only as good as the input data.

Factors that should be modelled and that may have a significant effect on temperature development are :

- placing temperature of the RCC,
- adiabatic temperature rise and heat of hydration,
- the construction programme,
- environmental heat losses and gains including :
 - heat gain by solar radiation,
 - heat loss by radiation and convection (including wind effects), evaporation of curing water and conduction to the foundation,

 - heat losses to the reservoir by conduction and convection,
 - heat loss through the galleries.

Different aggregates, which might be used in the dam, have minor effects on temperature rise, although they can, and probably will, have significant other impacts on the thermal behaviour such as the modulus and coefficient of thermal expansion.

Environmental heat losses and gains are affected by the hour of placement, weather conditions and measures taken to control heat losses and gains such as covering the top surface immediately after placing and watering. Short-term environmental effects on a layer, before it is covered and insulated by the following layer, are important in determining the early temperature of the layer and the peak temperature of the concrete. Ideally site specific meteorological data should be obtained to allow accurate prediction of dam temperatures. These data include daily temperatures and temperature variations over a day in different seasons, rainfall,

prévision précise des températures du barrage. Ces données comprennent les températures journalières et les variations de température dans une journée en différentes saisons, les hauteurs de précipitations, l'état hygrométrique, le rayonnement solaire (soit mesuré, soit déduit de la couverture nuageuse, de la transparence de l'atmosphère, de la latitude, de l'heure du jour et de la saison).

Une modélisation précise du procédé de construction est donc importante pour la prévision de la température initiale du corps du barrage. Outre la modélisation du corps du barrage considéré comme un ensemble, des calculs séparés peuvent être recommandés pour modéliser des aspects particuliers, tels que les effets du béton de parement présentant des dosages élevés en liant, les effets isolants des coffrages, les températures de mise en place alternative et les dispositifs de cure. La mise en place saisonnière et diurne peut également être examinée pour évaluer les effets bénéfiques.

Une fois déterminée la baisse de température permise pour un ouvrage sur un site donné, soit par calcul ou expérimentalement, la température de pointe admissible dans le béton après sa mise en place peut également être définie et donc la température maximale de mise en place. Il existe de nombreuses méthodes de refroidissement du béton, mais le projet d'un tel dispositif nécessite un grand soin [19].

Les températures de pointe dans le barrage peuvent être maîtrisées par une combinaison de diverses mesures, à savoir :

- *Réduction de la chaleur d'hydratation* - Cela peut être réalisé par le choix du dosage en liant et par l'optimisation des teneurs en ciment et en adjuvants minéraux dans la composition du béton.
- *Pré-refroidissement* - La température de pointe peut être réduite en abaissant la température initiale du béton à sa mise en place ; divers moyens sont applicables à cet effet :
 - *refroidissement des gros granulats* - dans sa forme la plus simple, le procédé consiste à asperger de l'eau sur les stocks de granulats pour obtenir un refroidissement par évaporation ; en outre, les stocks de granulats peuvent être placés à l'ombre, mais la méthode la plus efficace est l'utilisation de longs tapis transporteurs « humides », sur lesquels les granulats sont aspergés d'eau refroidie.
 - *refroidissement supplémentaire des gros granulats par de l'air refroidi* - les granulats peuvent être maintenus à une température basse dans les trémies, ou même refroidis un peu plus, en insufflant de l'air froid dans ces trémies.
 - *refroidissement des granulats fins par de l'air refroidi* - récemment, une méthode de refroidissement des granulats fins a été mise au point, consistant à faire passer les granulats à l'intérieur d'un cylindre incliné dans lequel de l'air refroidi est introduit ; ce procédé fut utilisé pour la première fois à Porce II (Colombie).
 - *remplacement de l'eau introduite dans la bétonnière par de l'eau refroidie ou de la glace* - c'est le moyen le plus efficace de refroidir le béton, en particulier par utilisation de glace, mais malheureusement il a un effet moindre que dans le cas de bétons classiques, du fait de la plus faible teneur en eau du BCR.

humidity, solar radiation data (either measured or inferred from cloud cover, transparency of the atmosphere, latitude, time of day and season).

Accurate modelling of the construction process is thus important in predicting the early temperature of the dam body. As well as modelling the dam body as a whole, separate computations may be appropriate to model particular aspects such as effects of facing concrete with higher cementitious contents, insulating effects of formwork, alternative placing temperatures and curing arrangements. Seasonal and diurnal placement of RCC can also be examined for beneficial effects.

Once the allowable temperature drop is determined for a structure at a given site, either by computation or experience, the maximum allowable peak temperature in the concrete after placement can also be determined and then the maximum placing temperature. There are many methods by which concrete can be cooled, but care is needed during the design of such systems [19].

Peak temperatures in the dam can be controlled by a combination of the following measures :

- *Reducing the heat of hydration.* - This can be accomplished by the choice of cementitious content and by optimising the proportions of cement and mineral admixtures in the mixture proportions.
- *Pre-cooling* - The peak temperature can be effectively reduced by lowering the initial placing temperature of the concrete mixture. This can be achieved by :
 - *cooling of the coarse aggregate* - in its simplest form this would be by spraying the aggregate stockpiles to obtain evaporative cooling. In addition the stockpiles can be shaded, but the most efficient method is by use of a “wet belt” in which aggregates are transported along a long conveyor on which they are sprayed with chilled water.
 - *additional cooling of the coarse aggregate using chilled air* - the aggregates can be maintained at a cooled temperature in the aggregate hoppers, or even cooled slightly further, by blowing chilled air into those hoppers.
 - *cooling of the fine aggregate with chilled air* - recently a method of cooling the fine aggregate has been developed in which the aggregate is passed along the inside of an inclined cylinder into which chilled air is introduced. This was first used at Porce II (Colombia).
 - *replacement of the added water in the mixer with chilled water or ice* - this is the most efficient way of cooling concrete, particularly with ice, but unfortunately has less effect in RCC than some concretes due to the lower content of added water.

- *utilisation d'azote liquide* - dans le cas de petits ouvrages, de l'azote liquide peut également être introduit dans la bétonnière, mais ce procédé de refroidissement est très coûteux ; on peut également faire passer les matériaux du liant à travers de l'azote liquide lors de leur déchargement dans les silos ; cette méthode de refroidissement (associée au refroidissement des gros granulats par de l'eau froide) fut utilisée avec succès à New Victoria (Australie) [20].
- *Époque de mise en place* - Sous les climats chauds, il est souvent nécessaire de pré-refroidir le mélange. Étant donné que la température initiale du mélange est inférieure à la température ambiante, le mélange tend à absorber de la chaleur de l'air. Il est donc avantageux de programmer la construction des parties d'ouvrage, critiques vis-à-vis de la température, au cours de la saison d'hiver ou de nuit afin de réduire l'élévation de température due à l'absorption de chaleur. Cela est souvent possible pour les barrages BCR du fait de leur durée de construction relativement courte. Sous les climats très chauds, la surface des levées sera protégée, si possible, contre l'ensoleillement direct. Le BCR étant généralement mis en place de façon continue, suivant des couches minces, l'échange de chaleur avec l'air ambiant est plus critique que dans la construction en béton traditionnel.
- *Refroidissement par évaporation* - Le refroidissement par évaporation de l'eau de cure peut réduire les gains de chaleur dus au rayonnement solaire, en particulier lorsque l'humidité relative est faible. Une température critique est celle du BCR au moment où il est recouvert par la couche suivante. Cette température dépend de la température à la mise en place, du gain (ou de la perte) de chaleur associé au milieu, et de la chaleur d'hydratation au moment considéré. Le refroidissement par évaporation peut maîtriser, dans une certaine mesure, la seconde de ces élévations de température.
- *Post-refroidissement* - À ce jour, le post-refroidissement a été réalisé par circulation d'eau froide dans des tuyaux noyés dans l'ouvrage. Il a très peu d'effet sur la température de pointe et est principalement utilisé pour réduire le temps nécessaire pour que le béton atteigne sa température stabilisée. Sans post-refroidissement, le refroidissement naturel du béton prend beaucoup de temps, en particulier dans le cas de barrages épais. Le post-refroidissement n'est souvent pas nécessaire pour les barrages-poids. Étant donné que la construction de barrages-voûtes en BCR, plus nombreux et de plus grandes dimensions, est prévue, les questions relatives au post-refroidissement seront à étudier. Des méthodes de post-refroidissement du BCR ont fait l'objet de recherches en Chine [21, 22].

2.3.3. Joints de contraction

La fonction principale des joints verticaux de contraction (de retrait) est la maîtrise de la fissuration due aux variations de volume, au confinement causé par la fondation et aux irrégularités de la fondation. Jusqu'à la fin de l'année 1987, près de 70 % des barrages BCR construits n'avaient pas de joints de contraction ; en 1988 et 1989 ce pourcentage était tombé à 35 %, et dans les années 1990 seuls 10 % des barrages BCR n'avaient pas de joints de contraction de quelque forme que ce soit. Il y a donc eu un passage des barrages BCR sans joints à des barrages munis de joints

- *use of liquid nitrogen* - on small projects liquid nitrogen can also be introduced into the mixer but this method of cooling is very expensive. The cementitious materials can also be passed through liquid nitrogen when they are being loaded into the silos. The latter method of cooling (together with chilled water cooling of the coarse aggregates) was used to good effect at New Victoria (Australia) [20].
- *Timing of placement* - In hot climates, it is often required to pre-cool the concrete mixture. Since the initial temperature of the concrete mixture is lower than the ambient temperature, it tends to absorb heat from the air. Therefore, it is advantageous to schedule the construction of the thermally-critical part of the structure during winter time or at night to minimise temperature rise due to heat absorption. This is often possible with RCC dams because of the short construction period associated with them. In very hot climates, if possible the lift surface should be protected from direct sunshine. Since RCC is usually placed continuously in thin layers, heat exchange with ambient air is more critical than in traditional concrete construction.
- *Evaporative cooling* - Heat gains due to solar radiation can be reduced by evaporative cooling of curing water, particularly when the Relative Humidity is low. A critical temperature is that of the RCC at the time at which it is covered by the next layer. This temperature is equal to the sum of the placing temperature, the environmental heat gain (or loss) and the heat of hydration to that point in time. Evaporative cooling can control to a certain extent the second of these temperature rises.
- *Post-cooling* - Post-cooling has to date been performed by circulating cold water in pipes embedded in the structure. It has very little effect on the peak temperature and is used mainly to reduce the time required for the concrete to reach its stabilised temperature. Without post-cooling, it takes a long time for the concrete to cool down naturally, particularly for thick dams. Post-cooling is often not required for gravity dams. As more and larger arch dams are to be constructed using RCC, questions on post-cooling will have to be addressed. Methods of post-cooling of RCC have been investigated in China [21, 22].

2.3.3. Contraction joints

The principal function of vertical contraction joints is to control cracking due to volume change, foundation restraint and foundation irregularities. Up to the end of 1987, nearly 70 % of the completed RCC dams did not contain contraction joints ; in 1988 and 1989 the percentage had dropped to 35 %, and in the 1990s only 10 % of RCC dams did not have joints in one form or another. Thus there has been a swing from RCC dams built without joints to dams in which contraction joints are formed from the upstream to the downstream face [23]. All RCC dams have joints at 15 m

de contraction entre le parement amont et le parement aval [23]. Tous les barrages RCD ont des joints espacés de 15 m, mais l'espacement des joints dans les barrages BCR varie de 10 à 75 m (dans les barrages de ce type qui ont des joints).

Trois types de joints de contraction ont été utilisés dans les barrages BCR :

- Joints de contraction traversant tout le barrage, constitués au moyen de dispositifs vibrants induisant des fissures dans le BCR, cette opération étant exécutée après son épandage ou son compactage - c'est le procédé le plus courant.
- Joints de contraction constitués au moyen de coffrages, de la même façon que dans les barrages en béton classique.
- Joints induits, dans lesquels seule une partie du joint est créée par coffrage, en général près des parements, la déformation d'origine thermique créant le reste du joint, si nécessaire.

Les résultats de l'analyse thermique sont utilisés pour le calcul des contraintes du barrage. Des logiciels sont également disponibles pour calculer l'évolution, dans le temps, des contraintes dans l'ouvrage résultant des variations de température, de telles études intervenant lors du projet d'exécution. Ce type d'analyse est très important dans le projet des barrages-voûtes BCR [11]. Des calculs précis de contraintes nécessitent une connaissance détaillée des propriétés contraintes-déformations et fluage du béton, et de leur évolution dans le temps. Il y a lieu parfois de considérer des changements dans les propriétés jusqu'à 91 ou 182 jours, la réaction des cendres volantes et autres adjuvants minéraux pouvant être lente comparativement à l'hydratation du ciment.

Un des objectifs de ces analyses thermiques est d'optimiser l'espacement des joints de contraction avec la température maximale admissible de mise en place du béton. Dans certains cas, une réduction de la température maximale de mise en place permettra une augmentation de l'espacement des joints et, par conséquent, une diminution du nombre de joints. L'espacement des joints dépend non seulement de l'évolution de la température du barrage, et des propriétés contraintes-déformations et fluage du béton, mais également des propriétés thermiques du béton. L'influence principale sur les propriétés du béton provient des propriétés des granulats. D'importantes propriétés des granulats sont le coefficient de dilatation thermique, la diffusivité et le module d'élasticité. Les propriétés des matériaux sont examinées plus en détail dans le Chapitre 3 du présent Bulletin. L'idéal est de déterminer sur le site l'emplacement réel des joints pour satisfaire aux conditions particulières. Par exemple, des joints seront situés à chaque changement important de la fondation en direction, ou bien de tels changements seront supprimés. En outre, une grande attention devra être portée aux galeries et autres éléments incorporés, ceux-ci pouvant être le siège de concentration de contraintes.

Les barrages-poids sont conçus de façon que chaque plot soit autostable sans assistance des plots voisins. Dans un tel cas, les joints de contraction transversaux ne nécessitent pas d'être injectés. Il en résulte que si une fissure verticale d'origine thermique se produit à travers un barrage-poids BCR (ou un barrage-poids en béton classique), elle ne présentera pas probablement un caractère important sur le plan structural, alors que cela peut être le contraire pour d'autres raisons. Par contre, les joints de contraction des barrages-voûtes sont normalement injectés en vue

centres but the spacing of joints in RCC dams has ranged from 10 to 75 m (in those dams that have joints).

There are three general forms of contraction joint that have been used in RCC dams :

- Post-formed contraction joints through the whole dam created by vibrating crack inducers into the RCC either after spreading or after compaction - this is the most common approach.
- Formed contraction joints against formwork in a similar fashion to traditional concrete dams.
- Induced joints in which only part of the joint is formed, usually near the faces, allowing thermal movement to create the rest of the joint if so required.

The results of the thermal analysis are used for the stress analyses of the dam. Software is also available to compute the corresponding stress history in the structure due to the temperature changes for final design. This type of analysis is very important in the design of RCC arch dams [11]. Accurate stress analyses require detailed knowledge of the stress-strain and creep properties of the concrete and their development over time. Changes in properties up to 91 days or 182 days may have to be considered as the reaction of flyash and other mineral admixtures can be slow compared to the hydration of cement.

One of the purposes of these thermal analyses is to optimise the spacing of the contraction joints with the maximum allowable placing temperature. In some cases a reduction in maximum placing temperature will allow an increase in the joint spacing and a consequent reduction in the number of joints. The spacing of the joints is governed not only by the temperature development of the dam and stress-strain and creep properties, but by the thermal properties of the concrete. The properties of the aggregate have the major influence on the concrete properties. Important aggregate properties are the coefficient of thermal expansion, the diffusivity and elastic modulus. Material properties are discussed in more detail in Section 3 of this Bulletin. Ideally the actual location of the joints should be determined on site to suit the particular conditions. For example joints should be located at each severe change in direction of the foundation, or such changes should be removed. In addition care should be taken at access galleries and other inserts as these can act as stress concentrations.

Gravity dams are designed such that each monolith is stable by itself without assistance from neighbouring blocks. In such a case, the transverse contraction joints do not have to be grouted. Consequently if a vertical thermal crack occurs through an RCC dam (or a traditional concrete gravity dam), it probably will not be of structural significance although it may be of significance for other reasons. On the other hand, contraction joints in arch dams are normally grouted in order to develop arch action. Therefore, the need for joint grouting has to be evaluated for each

d'assurer un effet voûte. La nécessité de l'injection des joints doit donc être examinée pour chaque barrage. Le barrage Miel I (Colombie), de 188 m de hauteur, comprendra un joint longitudinal, dont l'emplacement a été déterminé au moyen d'un calcul tridimensionnel par la méthode des éléments finis.

2.4. AUTRES CONSIDÉRATIONS

2.4.1. Galeries

Les galeries et tunnels d'accès dans les barrages BCR remplissent les mêmes rôles que ceux des barrages en béton classique. Par exemple, une galerie de fondation peut servir d'accès à l'intérieur du barrage pour des inspections, de collecteur de fuites, d'accès aux appareils de mesure et autres matériels, de point d'aboutissement des drains forcés depuis la crête de l'ouvrage ou d'une galerie située à un niveau plus élevé.

Les spécifications de projet concernant les galeries et tunnels d'accès BCR sont du même ordre que pour les barrages en béton classique. Le paradoxe est que le fait d'inclure des galeries dans des barrages BCR va à l'encontre de la simplicité et de l'efficacité de la mise en place et du compactage du BCR. Pour cette raison, certains projecteurs de barrages BCR souhaiteraient réduire le nombre de galeries et tunnels d'accès, en particulier dans des barrages de faible hauteur où leur utilité est discutable [24]. Cependant, des galeries assurent le seul accès interne direct, au cours de la période d'exploitation, pour les inspections, le contrôle de sécurité, et pour le curage ou le reforage de drains en vue de maintenir la stabilité comme prévu au projet. Les coûts associés à une rupture ou à des travaux destinés à améliorer la stabilité peuvent dépasser de beaucoup les coûts de construction. La productivité du BCR peut baisser de 10 à 15 % pour les couches traversées par une galerie.

Les projecteurs de barrages BCR compareront les avantages et inconvénients des galeries. Par exemple, dans des barrages de faible hauteur (ou aux extrémités de grands barrages), il est possible d'implanter dans la fondation un drain constitué d'un tuyau poreux et d'exécuter, depuis la crête du barrage, des forages intersectant le tuyau. Lorsque des galeries sont nécessaires, la disposition générale de la galerie sera conçue en tenant compte des effets sur les opérations de mise en place du BCR. Si possible, la galerie sera implantée à une distance suffisante du parement amont pour permettre au matériel de construction d'opérer dans la zone. Les galeries peuvent être étagées de façon que, lors de la mise en place du BCR près de la galerie, l'accès aux zones de bétonnage ne soit pas complètement bloqué. Les méthodes de construction de la galerie (voir sous-chapitre 5.9.) seront en harmonie avec le but de la galerie. Une galerie destinée à servir uniquement d'accès à l'intérieur du barrage peut être construite au moyen de toute méthode disponible. Une galerie dont le but est de permettre l'inspection du BCR et la détection de fissures éventuelles sera construite en évitant les méthodes qui masquent le BCR, par exemple, des coffrages en béton préfabriqués.

2.4.2. Évacuateurs de crue

La conception des évacuateurs de crue des barrages en béton classique s'applique également aux barrages en BCR. Le type d'évacuateur le plus

individual dam. The 188 m high Miel I dam (Colombia) will include a longitudinal joint. The location of this joint was determined by use of a three-dimensional finite-element structural analysis.

2.4. OTHER CONSIDERATIONS

2.4.1. Galleries

Galleries and adits serve the same purposes in RCC dams as they do in traditional concrete dams. For example, a foundation gallery can serve as access to the interior of the dam for inspection, as a collector of seepage, as access for instrumentation and other equipment, and as a terminal point for drain holes drilled from the crest or a gallery at a higher elevation.

Design requirements for RCC galleries and adits are commensurate with those of traditional concrete dams. The paradox is that the inclusion of galleries in RCC dams interferes with clean, efficient placement and compaction of RCC. For that reason, some Designers of RCC dams would like to reduce the number of galleries and adits to a minimum, especially in low dams where the need for them may be questionable [24]. However galleries provide the only immediate interior access during operation for inspection, for safety, and to clean or re-drill drains to maintain stability as designed. Costs associated with failure or for additional stability can far outweigh the costs of construction. RCC productivity may drop 10 to 15 percent for those layers that cross a gallery.

Designers of RCC dams should weigh the advantages and disadvantages of galleries. For example in low dams (or at the ends of large dams), it is possible to place a porous-pipe drain in the foundation and drill from the top of the dam to intersect with the pipe. Where galleries are necessary, the layout of the gallery should be designed taking into account the effects on RCC placement operations. If possible, the gallery should be located a reasonable distance from the upstream face to allow construction equipment to operate in the area. The galleries can be stepped in a manner that when placing the RCC adjacent to the gallery, access to placement areas is not completely blocked. The gallery construction methods (see Section 5.9) should be consistent with the purpose of the gallery. A gallery that is only to provide access to the interior of the dam can be constructed by any method. A gallery that is intended to provide a means to inspect the RCC and to observe cracks should avoid the methods that mask the RCC, e.g., pre-cast concrete forms.

2.4.2. Spillways

Spillway designs used for traditional concrete dams are also suitable for RCC dams. The most common form of spillway used on RCC dams has been a simple

couramment utilisé sur les barrages BCR a été une crête en forme de doucine, sans vanne. Cette forme très économique d'ouvrage et la facilité de construction ont été très appréciées par les projeteurs de barrages BCR. Néanmoins, des barrages BCR plus récents ont été conçus et construits avec des évacuateurs équipés de vannes atteignant 20 m de hauteur [25]. Des évacuateurs avec surfaces inclinées lisses en béton pervibré, construits sur la crête de barrages BCR, et des évacuateurs en forme de marches, avec parements en béton classique ou BCR, ont été également adoptés. Des évacuateurs formant des marches ont été utilisés sur environ 30 % des barrages BCR et permettent une dissipation efficace d'énergie [26, 27]. Ce dernier type d'évacuateur convient particulièrement aux barrages de débit d'évacuation, par unité de longueur, relativement faible (moins de $15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$), bien qu'un certain nombre ait été conçu pour des débits unitaires atteignant $30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

2.4.3. Ouvrages annexes et éléments incorporés

Des ouvrages annexes et des éléments incorporés peuvent constituer des obstacles à la mise en place du BCR. En ce qui concerne les barrages BCR, la préférence va à l'implantation de tout élément traversant le barrage, à l'intérieur ou le long de la fondation rocheuse afin de réduire les retards dans la mise en place du BCR.

Les conduits sont généralement construits en béton classique avant le début de la mise en place du BCR. L'implantation de la prise d'eau à l'amont du barrage, et du bâtiment de commande et de l'ouvrage de dissipation d'énergie à l'aval du pied du barrage, réduit également l'interférence avec la mise en place du BCR. La solution consistant à ne pas incorporer des éléments de grandes dimensions dans le barrage simplifie la construction, réduit les arrêts dans le programme et peut accroître les économies.

Comme exemple de modifications apportées à un projet, on peut citer Longtan (Chine). Le projet initial avait cinq des neuf groupes de production situés au pied aval du barrage, ce qui nécessitait la traversée du barrage par les conduites forcées. Ce projet fut ultérieurement modifié afin d'installer tous les groupes dans une usine souterraine située dans l'appui rive gauche et éloignée du barrage. Ainsi, l'interférence entre l'installation des conduites forcées et la mise en place du BCR était éliminée [28].

2.4.4. Appareils d'auscultation

Les appareils d'auscultation d'un barrage BCR sont identiques à ceux d'un barrage en béton classique. Cependant, une plus grande attention est généralement portée aux conditions thermiques dans un barrage BCR (en raison de la méthode plus rapide de construction) et, de ce fait, les thermocouples installés dans un barrage BCR sont souvent plus nombreux que dans un barrage comparable en béton classique.

Les appareils d'auscultation sont utiles pour contrôler le comportement du barrage au cours de sa construction et de son exploitation. Les résultats d'auscultation ont un rôle de première importance dans le contrôle de la sécurité et l'évaluation du projet. Les informations recueillies sont également utiles pour les

uncontrolled ogee crest. The economies of this form of structure and their ease of construction have made them a popular choice with RCC dam Designers. Nevertheless more recent RCC dams are also being designed and constructed with gated spillways with up to 20 m gates [25]. Smooth, sloping spillways lined with immersion-vibrated concrete constructed on top of the RCC dam and stepped spillways with facing concrete or RCC have all been used. Stepped spillways have been used on approximately 30 % of RCC dams and are a very efficient method of dissipating energy [26, 27]. Stepped spillways are particularly common for dams with a relatively low flow per unit length (less than 15 m³/s/m), although a number have been designed for unit discharges of up to 30 m³/s/m.

2.4.3. Appurtenant structures and inserts

Appurtenant structures and inserts can provide obstacles to RCC placement. The preferred practice for RCC dams is to locate any insert that has to pass through the dam in or along the rock foundation to minimise delays to RCC placement.

Conduits usually are constructed of traditional concrete prior to initiating RCC placement. Locating the intake structure upstream of the dam and control house and the energy dissipater downstream of the toe also minimises interference with RCC placement. The avoidance of large inserts in the dam simplifies the construction, minimises programme disruptions and can maximise savings.

As an example of changes that have been made to a design was Longtan (China). The original design had five of its nine generating units located at the downstream toe of the dam that required that the penstocks be routed through the dam. This design was later modified to locate all generating units in an underground powerhouse in the left abutment away from the dam. Thus, the interference between penstock installation and RCC placement was eliminated [28].

2.4.4. Instrumentation

The instrumentation in an RCC dam is similar to that in a traditional concrete dam. However more emphasis is usually placed on the thermal conditions in an RCC dam (because of the more rapid method of construction) and therefore frequently there are more thermocouples in an RCC dam than in a comparable traditional concrete dam.

Instrumentation is useful for monitoring the behaviour of the dam during construction and during operation. Instrumentation data is usually an essential part of the safety monitoring and evaluation of the project. Information gathered is also useful for future designs. Instrumentation is important as higher and larger RCC

projets futurs. Les appareils d'auscultation sont d'autant plus importants que des barrages BCR de plus en plus volumineux et hauts sont construits. Cependant, l'incorporation d'appareils de mesure dans le corps du barrage peut interrompre la mise en place continue du BCR. Le niveau d'entrave à la construction varie suivant le type d'appareil. L'idéal est de prévoir l'installation des appareils lors des arrêts programmés de construction, par exemple pour travaux de maintenance, etc., ou de concevoir cette installation comme une activité distincte des travaux principaux.

Des mesures géodésiques et des mesures par collimation sont utiles pour le contrôle des déformations de l'ouvrage. Étant donné que les repères topographiques sont installés après le bétonnage, ils ne gênent pas la construction. L'installation d'extensomètres et de pendules inversés depuis la galerie n'interfère pas non plus avec la mise en place du BCR. Cela peut être également vrai pour les pendules directs à condition que le puits contenant le fil du pendule ne soit pas exécuté au cours des travaux de construction, mais foré ultérieurement. En outre, des jauges de mesure d'ouverture de joints, suivant deux ou trois directions, peuvent être installées dans les galeries sur autant de joints que cela est jugé approprié.

À moins qu'elle ne soit programmée avec soin, l'installation d'appareils noyés dans le béton, tels que des extensomètres, des thermocouples et des piézomètres, peut interférer avec la mise en place du BCR, et doit être soigneusement étudiée au cours du projet. Il faut noter que ces appareils interfèrent également avec la construction des barrages en béton classique, mais à un moindre degré. Néanmoins, dans le cas de barrages du type voûte et du type poids-voûte, avec joints nécessitant une injection, il est essentiel d'incorporer des appareils pour connaître l'ouverture réelle des joints et déterminer le moment propice des travaux d'injection.

Intuitivement, il semble que le BCR (comme le béton classique) conduit à une configuration assez homogène des contraintes ; cependant, des études thermiques effectuées pour le barrage Wolwedans et plus tard pour le barrage Wriggleswade ont révélé que cela pouvait ne pas être le cas. Par conséquent, il importe de savoir que les charges d'origine thermique adoptées dans les calculs par la méthode des éléments finis, au cours de la phase de projet, peuvent différer dans la pratique [6, 7]. On préfère des thermocouples pour la mesure des températures, et des extensomètres à longue base (1 m de longueur au moins) pour la mesure des ouvertures de fissures. En vue de déterminer un profil représentatif de ces paramètres dans le BCR, ces appareils de mesure ne seront pas utilisés avec parcimonie. Des paramètres d'auscultation, tels que la température ambiante, le rayonnement et la vitesse du vent, sont également importants. En Afrique du Sud, il a été constaté que la température ambiante moyenne journalière avait plus d'importance que la température ambiante à un moment donné au cours de la mise en place du BCR [7, 8] ; cela a permis d'adopter des températures maximales de mise en place du BCR moins contraignantes.

dams are constructed. However, the inclusion of instrumentation in the dam body can interrupt the continuous placement of RCC. Different instrumentation causes varying degrees of impediment to the construction. Ideally installation should be planned to coincide with planned construction breaks, e.g. for maintenance, etc., or should be designed so that they can be installed as a separate activity to the main construction.

Geodetic survey and collimation survey are useful for measuring the structural deformation. Since the survey targets are installed after concrete placement they do not hamper the construction. Installation of extensometers and inverted plumb lines from the gallery also do not interfere with the RCC placement. This may also be true for direct plumb-lines providing the plumb-line well is not formed during construction but drilled after construction. In addition 2 or 3 dimensional joint meters can be installed in the galleries on as many joints as is considered appropriate.

Unless carefully planned, installation of embedded instruments such as strainmeters, thermocouples and piezometers can interfere with RCC construction and their installation should be carefully considered during design. It is noted that these instruments also interfered with the construction of traditional concrete dams but to a lesser degree. Nevertheless in the case of arch-gravity and arch dams with joints that need to be grouted, it is essential to install embedded instrumentation to determine the actual widths of the joints to establish the correct time to grout.

Although RCC (and concrete) intuitively seems to produce a fairly homogeneous stress pattern, temperature studies at Wolwedans dam and later at Wriggleswade dam have revealed that this can be far from being the case. Consequently, cognisance must be taken of the fact that the temperature loads used for finite-element analyses during the design stage may differ in practice [6, 7]. Thermocouples are preferred for temperature measurements and long-base strain gauges (at least 1 m long) for crack-width measurements. In order to determine a representative profile of these parameters in the RCC these instruments should not be used sparingly. Monitoring parameters such as ambient temperature, net radiation and wind speed are also important. In South Africa, the daily average ambient temperature has been found to be more important than the ambient temperature at a given time during the RCC placement [7, 8] and this has resulted in less stringent specified maximum placing temperatures for the RCC.

2.5. REFERENCES

1. TARBOX, G.S. and HANSEN, K.D.
Planning, design and cost estimates for RCC dams
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
2. DRAHUSHAK-CROW, R and DOLEN, T.P.
Evaluation of cores from two RCC gravity dams
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
3. YUAN, X *et al.*
Brief introduction to design of roller-compacted concrete gravity dam at Longtan Hydropower Project
Supplementary paper to Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China
4. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR.
Design criteria for concrete arch and gravity dams
US Bureau of Reclamation Monograph N° 19, Denver, 1977
5. GERINGER, J.J.
The design and construction of the groutable crack joints of Wolwedans
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995
6. OOSTHUIZEN, C.
Performance of RCC arch/gravity dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995
7. OOSTHUIZEN, C.
Behaviour of roller-compacted concrete in arch-gravity dams
Proceedings of International Workshop on Dam safety evaluation, Grindelwald, Switzerland, April 1993
8. OOSTHUIZEN, C.
The use of field instrumentation as an aid to determine the behaviour of roller-compacted concrete in an arch-gravity dam
Proceedings of Conference "Field Measurements in Geotechnics", Balkema, Rotterdam, The Netherlands, September 1991
9. WANG, B., DING, B. and CHEN, Z.
Structure design of Puding RCC arch dam and its temperature control
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, November 1991, Beijing, China
10. YANG, F.C. and GAO, T.Z.
Brief introduction of design and construction of Wenquanpu RCC arch dam
Hebei Research Institute of Investigation and Design of Water Conservancy and Hydropower, March 1995
11. LIU, G.T., MAI, J.X. and ZHANG, G.X.
Research and practice on Xi-Bin roller-compacted concrete thin-arch dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995

12. ICOLD
Control and treatment of cracks in concrete dams
Bulletin N° 107, ICOLD, Paris, 1997
13. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR
Control of cracking in mass concrete structures
US Bureau of Reclamation Monograph N° 34, Denver, 1965
14. ZIPPARO, V.J. and HASEN, H.
Davis' Handbook of Applied Hydraulics
Section 9, Fourth Edition, 1993
15. HINKS, J.L., COPLEY, A.F. and DUNSTAN M.R.H.
Thermal modelling for RCC dams.
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
November 1991, Beijing, China
16. TATRO, S.B. and SCHRADER, E.K.
Thermal analysis for RCC - a practical approach
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
17. YAMAZUMI, HARITA, JIKAN and KIDO.
A study of thermal control on RCD dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
18. de BLAS, J., SÁNCHEZ-SUDÓN, J.F. and MAÑUECO, M.G.
Thermal analysis of RCC dams. Methodology. Application to Ceniza dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
19. EDWARDS, R.G. and PETERSON, J.C.
Cooling of RCC concrete
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
20. 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
21. CHANGJIANG WATER RESOURCES COMMISSION
Yangtze River
Vol. 26, N° 10, China, October 1995 (in Chinese)
22. SHEN, C.G. and WANG, S.P.
Recent RCC dam developments in China
in Roller-compacted concrete III (Supplementary paper), ASCE, New York,
1992
23. DUNSTAN, M.R.H.
The state-of-the-art of RCC dams
First Portuguese Conference on roller-compacted concrete, Lisboa, November
1996

24. GOLIK, M.A., JULIANI, M.A.C. and ANDRIOLO, F.R.
Inspection gallery and drainage in small dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
25. KAMEL, K.F.S., BABA, L.J.N., BLINDER, S. and RAUEN, J.
Selection studies for Salto Caxias RCC dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
26. SORENSEN, R.M.
Stepped spillway hydraulic model investigation
Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, New York, 1985
27. FRIZELL, K.H.
Hydraulics of stepped spillways for RCC dams and dam rehabilitation
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
28. WANG, S. and ZHOU, J.
Special considerations in design of RCC gravity dam of Longtan
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

3. MATÉRIAUX

3.1. GÉNÉRALITÉS

Le BCR diffère du béton classique principalement par sa consistance qui lui permet de supporter un rouleau vibrant, et par sa granulométrie et son dosage en liant convenant au compactage par un tel rouleau.

L'objectif du choix des matériaux et de l'étude de la composition d'un BCR est d'obtenir un béton stable satisfaisant aux prescriptions de résistance, de durabilité et de perméabilité de l'ouvrage. Les matériaux utilisés pour le BCR vont des granulats tout-venant, ayant subi un minimum de traitement, avec un faible dosage en liant (ciment plus adjuvants minéraux), jusqu'aux granulats fortement traités, avec une teneur en liant modérée à élevée.

Lors de l'étude des matériaux (et des dosages) pour un barrage BCR, le projeteur doit toujours se rappeler que ce sont les propriétés in situ, incluant celles relatives aux joints horizontaux entre les couches, qui sont importantes et non pas celles pouvant être obtenues au laboratoire.

3.2. LIANTS

3.2.1. Généralités

Le BCR peut être produit à partir de tout type de ciment habituel ou, plus couramment, à partir d'une combinaison de ciment et d'adjuvants minéraux.

Les divers liants qui ont été utilisés dans la construction de barrages BCR jusqu'à la fin de l'année 1996 sont indiqués sur la Fig. 4. On peut constater que la plupart des BCR contiennent des adjuvants minéraux, en particulier des cendres volantes à faible teneur en chaux. Seuls 10,2 % des BCR contiennent uniquement du ciment Portland, tandis que 4,5 % contiennent une combinaison d'adjuvants minéraux (généralement, un laitier de haut fourneau, granulé broyé, avec des cendres volantes à teneur élevée en chaux) et de fines calcaires, sans ciment.

L'utilisation d'adjuvants minéraux présente l'avantage de réduire le dosage en ciment Portland et donc, généralement, de diminuer les coûts et de réduire la chaleur d'hydratation, ainsi que de conduire à une évolution plus lente des résistances, ce qui améliore la liaison entre les couches de BCR et réduit les contraintes thermiques.

La régularité des propriétés des liants au cours de la construction est importante pour assurer un BCR uniforme (voir chapitre 6). Le ciment ainsi que les adjuvants minéraux proviendront idéalement de sources uniques, dont la capacité à fournir un produit uniforme a été prouvée. Une bonne pratique commerciale est de ne pas arrêter le choix de ces sources uniques avant l'appel d'offres pour les travaux de construction du barrage. Plusieurs sources de matériaux pour liants peuvent être étudiées et agréées avant l'appel d'offres, et les dosages du béton déterminés pour chaque combinaison, afin que l'Entrepreneur soumissionnant pour le barrage puisse négocier avec les divers fournisseurs. Dans le cas particulier d'un BCR avec teneur élevée en fines, lorsque ces fines sont fabriquées sur le site, les spécifications définiront clairement la quantité de matériaux passant le tamis 45 μm .

3. MATERIALS

3.1. GENERAL

RCC differs from traditional concrete principally in that it has a consistency that will support a vibratory roller and an aggregate grading and paste content suitable for compaction by such a roller.

The objective of the selection of the materials for, and design of the mixture proportions of, an RCC is to provide a stable concrete that meets all the in-situ strength, durability, and permeability requirements of the structure. Materials for RCC have ranged from pit-run minimally-processed aggregates with low cementitious (cement plus mineral admixture) contents to fully-processed concrete aggregates with moderate to high cementitious contents.

When considering the materials (and mixture proportions) for an RCC dam, the Designer must always bear in mind that it is the in-situ properties, including those at the horizontal joints between the layers, that are important and not the properties that might be achievable in the laboratory.

3.2. CEMENTITIOUS MATERIALS

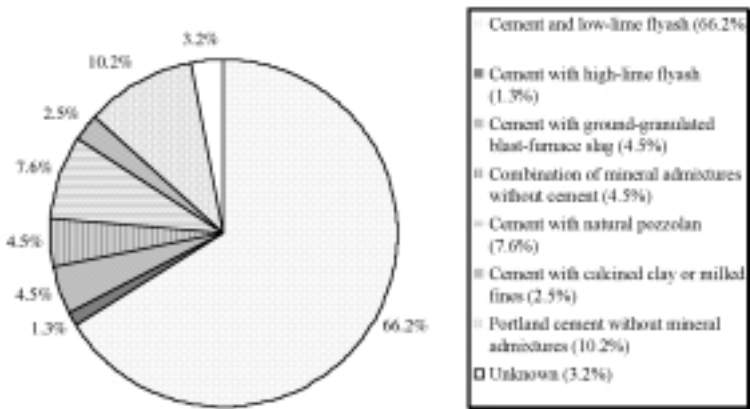
3.2.1. General

RCC can be made with any of the basic types of cement or more usually a combination of cement and a mineral admixture.

The various cementitious materials that have been used in the RCC dams completed up to the end of 1996 are shown in Fig. 4. It can be seen that the great majority of RCC mixtures contain mineral admixtures, in particular low-lime flyash. Only 10.2 % of RCC mixtures contain only a Portland cement while 4.5 % contain only a combination of mineral admixtures (usually a ground-granulated blast-furnace slag with high-lime flyash) and limestone dust without any cement.

The use of mineral admixtures has the desirable effects of reducing the Portland cement content, thus usually lowering costs and reducing the heat of hydration, and giving slower strength development which can improve the potential bond between the RCC layers and reduce thermal stresses.

Consistency of the cementitious properties during construction is important in ensuring a uniform RCC (see Section 6). Both the cement and the mineral admixtures should ideally be delivered from single sources with proven ability to deliver a consistent product. It is sound commercial practice not to determine these single sources prior to tender for dam construction. Several sources of cementitious material may have to be investigated and approved prior to tender and concrete mixture proportions determined for each combination so that the Contractor tendering for the dam is able to negotiate with the various suppliers. In the particular case of RCC with a “high-fines” content when these fines are manufactured on site, the Specification should clearly define the amount of material that should be finer than the 45 μm -sieve.



La fourniture des matériaux de liant au chantier a été parfois un des facteurs déterminant la vitesse de construction du barrage BCR et on doit veiller à ce que la fourniture de ces matériaux soit effectuée de façon continue.

3.2.2. Ciment

Le BCR peut être produit à partir de tout type de ciment habituel. Pour les barrages BCR, les ciments à chaleur d'hydratation plus faible que le ciment Portland ordinaire (ASTM – American Society for Testing and Materials – C150 Type I [1]) peuvent être avantageux s'ils sont localement disponibles. Ils incluent le Type II (à chaleur d'hydratation modérée), le Type IP (ciment Portland avec pouzzolanes) et le Type IS (ciment Portland avec laitier de haut fourneau). L'évolution des résistances pour ces ciments à faible chaleur d'hydratation est généralement plus faible que pour le ciment Portland ordinaire aux jeunes âges. Aux âges plus avancés, les ciments à évolution plus lente des résistances conduisent finalement à des résistances plus élevées que les ciments Portland ordinaires.

Les proportions des divers types de ciment qui ont été utilisés dans les barrages BCR sont indiqués sur la Fig. 5. Le pourcentage des barrages pour lesquels le type de ciment n'est pas connu est relativement faible et il est probable que le ciment utilisé était du ciment Portland ordinaire.

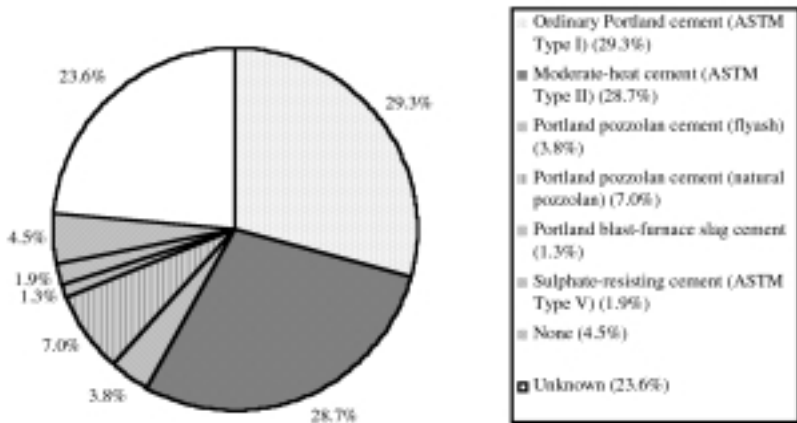


Fig. 4

Cementitious materials used in RCC dams

Liants utilisés dans des barrages BCR

Cement and low-lime flyash (66.2 %)	<i>Ciment et cendres volantes à faible teneur en chaux (66,2 %)</i>
Cement with high-lime flyash (1.3 %)	<i>Ciment avec cendres volantes à teneur élevée en chaux (1,3 %)</i>
Cement with ground-granulated blast-furnace slag (4.5 %)	<i>Ciment avec laitier broyé de haut fourneau (4,5 %)</i>
Combination of mineral admixtures without cement (4.5 %)	<i>Combinaison d'adjuvants minéraux sans ciment (4,5 %)</i>
Cement with natural pozzolan (7.6 %)	<i>Ciment avec pouzzolanes naturelles (7,6 %)</i>
Cement with calcined clay or milled fines (2.5 %)	<i>Ciment avec argile calcinée ou fines broyées (2,5 %)</i>
Portland cement without mineral admixtures (10.2 %)	<i>Ciment Portland sans adjuvants minéraux (10,2 %)</i>
Unknown (3.2 %)	<i>Inconnu (3,2 %)</i>

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

On a number of occasions the delivery of the cementitious materials to the site has been one of the factors that determine the rate at which the RCC dam can be constructed and special attention may be required to ensure a continuous supply of cementitious materials.

3.2.2. Cement

RCC can be made from any of the basic types of cement. For RCC dams, cements with lower heat generation characteristics than Ordinary Portland cement (ASTM C150 Type I [1]) may be beneficial, if they are locally available. They include Type II (moderate heat), Type IP (Portland pozzolan cement), and Type IS (Portland blast-furnace slag cement). Strength development for these lower-heat cements is usually slower than for Ordinary Portland cement at early ages. At greater ages, the slower-early-strength-development cements usually ultimately produce higher strengths than Ordinary Portland cements.

The proportion of the various types of cement that have been used in RCC dams are shown in Fig. 5. The majority of the dams for which the type of cement is not known are relatively small and it is probable that the cement used was Ordinary Portland cement.

Fig. 5

Cements used in RCC dams

Ciments utilisés dans des barrages BCR

Ordinary Portland cement (ASTM Type I) (29.3 %)	<i>Ciment Portland ordinaire (ASTM Type I) (29,3 %)</i>
Moderate-heat cement (ASTM Type II) (28.7 %)	<i>Ciment à chaleur d'hydratation modérée (ASTM Type II) (28,7 %)</i>
Portland pozzolan cement (flyash) (3.8 %)	<i>Ciment Portland avec pouzzolanes (cendres volantes) (3,8 %)</i>
Portland pozzolan cement (natural pozzolan) (7.0 %)	<i>Ciment Portland avec pouzzolanes (pouzzolanes naturelles) (7,0 %)</i>
Portland blast-furnace slag cement (1.3 %)	<i>Ciment Portland avec laitier de haut fourneau (1,3 %)</i>
Sulphate-resisting cement (ASTM Type V) (1.9 %)	<i>Ciment résistant aux sulfates (ASTM Type V) (1,9 %)</i>
None (4.5 %)	<i>Néant (4,5 %)</i>
Unknown (23.6 %)	<i>Inconnu (23,6 %)</i>

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

Bien que des ciments à faible chaleur d'hydratation aient été utilisés dans une proportion raisonnable de barrages BCR, il peut être tout aussi efficace de modifier les proportions de ciment Portland et d'adjuvants minéraux pour obtenir des effets très identiques. Cette approche est souvent plus économique, en particulier dans les parties du monde où des ciments à faible chaleur d'hydratation sont moins disponibles (et donc généralement plus coûteux) que le ciment Portland ordinaire.

3.2.3. Adjuvants minéraux

Les adjuvants minéraux sont des matériaux siliceux, à texture fine, qui sont ajoutés au ciment, la proportion variant généralement de 15 à 100 % en poids des matériaux du liant. Certains adjuvants minéraux sont des matériaux pouzzolaniques (par exemple, cendres volantes à faible teneur en chaux, pouzzolanes naturelles, argiles calcinées), d'autres ont des caractéristiques propres de liant (par exemple, laitier de haut fourneau, granulé broyé), tandis que d'autres sont des deux types (par exemple, cendres volantes à forte teneur en chaux) (voir Fig. 6). Mis à part le laitier de haut fourneau, granulé broyé, la Norme relative aux adjuvants minéraux semble être ASTM C618 [2]. La Norme la plus commune relative au laitier de haut fourneau, granulé broyé, semble être BS (British Standard) 6699 [3].

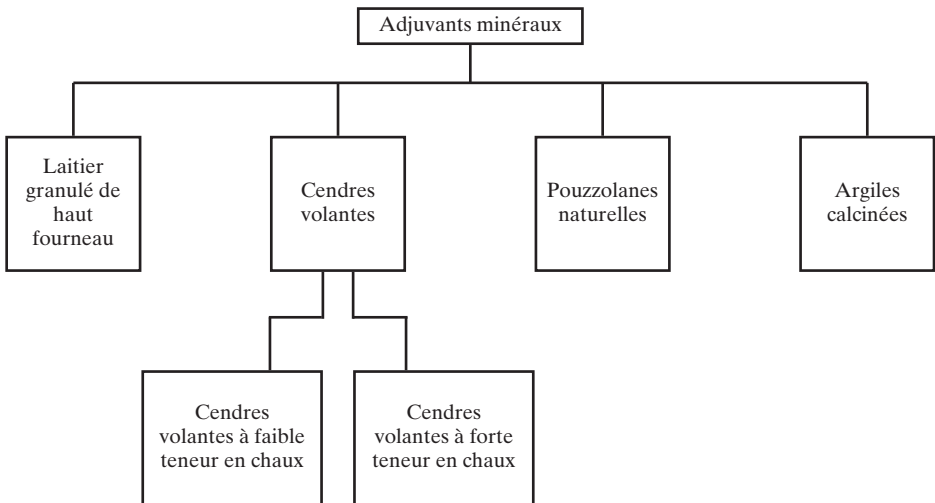


Fig. 6

Types d'adjuvants minéraux

Le laitier de haut fourneau, granulé broyé, est plus proche du ciment Portland que les cendres volantes ou les pouzzolanes naturelles, par ses propriétés; il fait prise plus tôt et a une chaleur d'hydratation relativement élevée comparativement aux autres adjuvants minéraux. Les composants du laitier (chaux, silice et alumine) sont les mêmes que ceux du ciment, mais dans des proportions différentes.

Although lower-heat cements have been used in a reasonable proportion of RCC dams, it can be just as effective to modify the proportions of the Portland cement and mineral admixtures to achieve very similar effects. This approach is frequently more economical, particularly in parts of the World where lower-heat cements are less available (and thus generally more expensive) than Ordinary Portland cement.

3.2.3. Mineral admixtures

Mineral admixtures are finely divided siliceous materials that are added to cement, generally in the range of 15 to 100 % by weight of the cementitious materials. Some mineral admixtures are pozzolanic (e.g. low-lime flyash, natural pozzolan and calcined clay), some others are cementitious (e.g. ground-granulated blast-furnace slag (GGBFS), whereas others are both cementitious and pozzolanic (e.g. high-lime flyash) (see Fig. 6). Apart from the ground-granulated blast-furnace slag (GGBFS), the Standard Specification for mineral admixtures seems to be ASTM C618 [2]. The most common Standard for GGBFS seems to BS6699 [3].

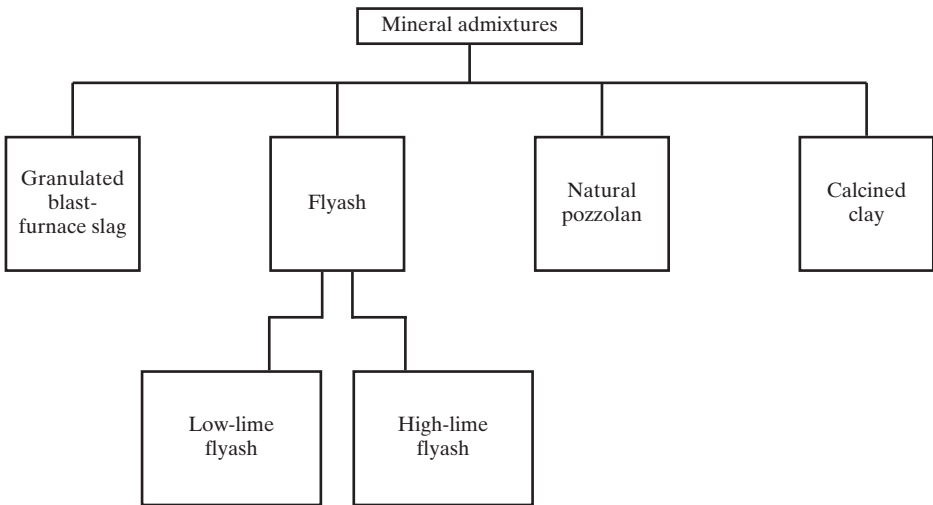


Fig. 6
Forms of mineral admixtures

Ground-granulated blast-furnace slag is closer to Portland cement than flyash or natural pozzolans in its properties and has an earlier initial set and relatively high heat of hydration compared to the other mineral admixtures. The constituent of the slag (lime, silica and alumina) are the same as for cement, but in different proportions.

Les propriétés des cendres volantes peuvent varier suivant la source. Des différences dans l'origine du charbon et dans la conception et l'exploitation de la centrale thermique peuvent conduire à des différences dans les propriétés physiques et chimiques des cendres. Une étude préalable des sources possibles de cendres volantes pour la composition du BCR est recommandée dans tous les cas sauf pour les ouvrages de petites dimensions. Presque toutes les cendres volantes utilisées dans les barrages BCR ont été des cendres volantes à faible teneur en chaux (voir Fig. 4), bien que des cendres volantes se rapprochant de cendres volantes à forte teneur en chaux aient été utilisées avec succès à Platanovryssi (Grèce) après traitement pour réduire la teneur en chaux libre [4].

Les pouzzolanes naturelles peuvent être des cendres volcaniques, de la pierre ponce, des tufs, des silex opalins, des schistes argileux, et certaines terres à diatomées. Les argiles calcinées ou les schistes argileux sont des matériaux soumis à un traitement thermique (calcination) en vue d'obtenir un matériau pouzzolanique.

Si des cendres volantes à faible teneur en chaux, de qualité acceptable, sont disponibles à un coût raisonnable près d'un site d'aménagement, il n'est généralement pas nécessaire de chercher davantage. Si des cendres volantes à faible teneur en chaux ne sont pas disponibles, les adjuvants minéraux dont l'efficacité se rapproche le plus des laitiers de haut fourneau et certaines cendres volantes à forte teneur en chaux. Si de tels adjuvants ne sont pas disponibles, l'utilisation de pouzzolanes naturelles sera envisagée. Si aucune autre source d'adjuvants minéraux n'est disponible, il est possible d'obtenir une pouzzolane par calcination d'argiles. Une autre possibilité consiste à utiliser un filler siliceux résultant du broyage d'un sable de quartzite en vue d'obtenir un produit riche en silice, ayant la texture d'un ciment. Même si ces deux derniers matériaux sont généralement moins efficaces que les autres types de matériaux, ils ont été utilisés dans les BCR pour barrages, en particulier au Brésil [5], où le cahier des charges prescrit généralement un minimum de 70 kg/m³ de matériaux passant le tamis 75 µm. L'ordre de préférence indiqué ci-dessus peut, bien entendu, changer en fonction du coût des matériaux.

L'utilisation d'adjuvants minéraux ou de fillers dans la composition du BCR peut répondre à un ou plusieurs des objectifs suivants :

- réduction du dégagement de chaleur d'hydratation du liant,
- réduction du coût du liant,
- fourniture d'un supplément de fines pour la maniabilité du mélange et le volume de pâte.

Les BCR contenant des adjuvants minéraux sont généralement moins sensibles à l'alcali-réaction. Le principal effet des adjuvants minéraux est une réduction de la teneur en alcalis de la solution poreuse, ne laissant pas d'excédent pour une réaction nuisible avec les granulats nommément réactifs. L'utilisation de ciment et d'adjuvants minéraux nécessitera néanmoins la vérification du potentiel d'alcali-réaction.

Les adjuvants minéraux ont représenté une proportion de 15 à 100 % du liant, en masse. Les BCR, à fort dosage en liant, contiennent souvent des proportions élevées d'adjuvants minéraux afin de diminuer l'élévation de température et, par conséquent, réduire les contraintes thermiques. Le dosage moyen en ciment Portland des divers types de BCR est remarquablement identique. L'augmentation

Flyash properties can vary with source. Differences in the origin of the coal and in Power Station design and operation can yield differences in the physical and chemical properties of the ash. Prior testing of potential sources of flyash in the RCC mixture is advisable for all but the smallest structures. Nearly all the flyashes used in RCC dams has been low-lime flyash (see Fig. 4) although a flyash approximating to a high-lime flyash has been used successfully at Platanovryssi (Greece) after the flyash had been treated to reduce its free lime content [4].

Natural pozzolans can be volcanic ash, pumice, tuffs, opaline cherts and shales, and some diatomaceous earths. Calcined clay or shales are materials subjected to thermal treatment (calcination) in order to obtain a pozzolanic material.

If a low-lime flyash of a reasonable quality is available at a reasonable cost near a project site, it is generally not necessary to search further. If low-lime flyashes are not available, the next most efficient mineral admixtures are ground-granulated blast-furnace slags and some high-lime flyashes. If these are not available, natural pozzolan should be considered. If no other source of mineral admixtures is available, it is possible to obtain a pozzolan by heating clay to produce calcined clay. Another possibility is to use a siliceous filler by milling a quartzite sand to produce a silica-rich cement-sized product. Even if these last two materials are generally less effective than other types of materials, they have been used in RCC for dams, particularly in Brazil [5], where the Specification generally requires a minimum of 70 kg/m³ of material finer than the 75- μ m sieve. The order of preference described above can of course change depending upon the cost of the materials.

Use of mineral admixtures or fillers in RCC mixtures may serve one or more of the following purposes :

- as a proportion of the cementitious content to reduce heat generation,
- as a proportion of the cementitious content to reduce cost, and
- as an additive to provide supplemental fines for mixture workability and paste volume.

RCCs containing mineral admixtures are normally less susceptible to alkali-silica reaction. The main effect of mineral admixtures is a reduction in the alkali concentration of the pore solution leaving no surplus for any deleterious reaction with the nominally-reactive aggregate. The potential for alkali-silica reaction should nevertheless be checked using cement and mineral admixtures from the sources to be used in the dam.

Mineral admixtures have formed between 15 % to 100 % of the cementitious content, by mass. RCC mixtures with a higher content of cementitious materials often use larger proportions of mineral admixtures in order to reduce the temperature rise that would otherwise be generated and consequently reduce thermal stresses. The average Portland cement content of the various forms of RCC

du dosage en liant des BCR à teneur élevée en liant est obtenue au moyen d'adjuvants minéraux (voir Tableau 7, sous-chapitre 4.6).

Des adjuvants minéraux ont été utilisés dans des bétons à faible dosage en liant en vue d'obtenir une quantité convenable de pâte pour remplir les vides entre granulats et enrober les particules de granulats. Les adjuvants minéraux peuvent avoir une efficacité limitée dans le cas de bétons à faible dosage en liant, avec des granulats non traités contenant une quantité nuisible d'argile et de particules friables. Dans ce cas, si les adjuvants minéraux augmentent le volume de pâte de ces bétons, ils peuvent, par contre, ne pas améliorer le développement de la résistance à long terme du fait des rapports très élevés eau/liant qui sont parfois adoptés [6].

Les cendres volantes à faible teneur en chaux, en particulier lorsque leur utilisation représente une proportion importante du liant, peuvent retarder la prise initiale des BCR, ce qui contribue à assurer une meilleure liaison entre les couches de BCR lors du compactage et à éviter la formation d'un joint sec sur le joint de reprise. Le dégagement de chaleur d'hydratation dans les BCR à fort dosage en adjuvants minéraux peut se poursuivre sur une période de 60 à 90 jours après la mise en place, et un tel dégagement doit être pris en compte dans toute étude thermique (voir sous-chapitre 2.3).

3.3. GRANULATS

3.3.1. Généralités

Le choix des granulats et le contrôle de la granulométrie sont des facteurs importants influant sur la qualité et les propriétés in situ du BCR. La variation des granulats au cours des travaux influe de façon significative sur les teneurs requises en ciment et en eau, dont dépendent la résistance et le rendement. Les exigences de résistance à la compression et de liaison entre les joints de reprise sont des facteurs qui doivent être pris en considération lors de la définition des spécifications relatives aux granulats. Si une qualité supérieure de béton est requise, les spécifications doivent alors définir le niveau approprié de contrôle de la qualité et de la granulométrie des granulats. Dans des situations moins exigeantes, tant que les critères globaux de projet sont satisfaits, un BCR convenable peut parfois être obtenu en utilisant des granulats provenant de diverses origines ne répondant pas aux prescriptions normales de granulométrie et de qualité.

La plupart des barrages BCR ont été construits en utilisant des granulats satisfaisant à l'ensemble des spécifications relatives au béton classique [7], bien que, dans le cas de certains mélanges à faible dosage en liant, la quantité de fines passant le tamis 75 μm a dépassé les limites traditionnelles. Des granulats de qualité marginale ont été utilisés dans certains BCR du fait que leur source était située près du chantier et constituait la solution la plus économique. Dans ce cas, l'ouvrage doit être conçu pour s'adapter à toute réduction de performance susceptible de se produire. L'utilisation de granulats de qualité inférieure convient mieux à la zone interne des barrages où ils peuvent être entourés par du béton de qualité supérieure, en particulier sous des climats sévères à moyennement sévères [8].

is remarkably similar. The increased cementitious content of high-cementitious RCC is obtained by addition of mineral admixtures (see Table 7 – Section 4.6.).

Mineral admixtures have been used in low-cementitious content mixtures to try to obtain an adequate amount of paste for filling aggregate voids and coating aggregate particles. Mineral admixtures may have limited effectiveness in low cementitious content mixtures with unprocessed aggregates containing deleterious amounts of clay and friable particles. In this case, while the mineral admixtures enhance the paste volume of these mixtures, they may not enhance the long-term strength development because of the very high water/cementitious ratios that are sometimes used [6].

Low-lime flyash, particularly when used as a significant proportion of the cementitious material, may delay the initial set of RCC mixtures, contributing to an extended working life of the freshly-compacted lift joint. The heat rise in high-mineral-admixture content RCC mixtures may continue for up to 60 to 90 days after placing and such an increase should be considered in any thermal study (see Section 2.3).

3.3. AGGREGATES

3.3.1. General

The selection of aggregates and control of aggregate grading are important factors influencing the in-situ quality and properties of RCC. The variability of aggregates during construction significantly affects the cementitious and water requirements, which in turn affect strength and yield. Requirements for compressive strength and bonding of construction joints are factors that should be considered in aggregate specifications. If a higher-quality concrete is required, then the Specifications should reflect an appropriate degree of control of aggregate quality and grading. In less demanding situations, as long as the overall design criteria are met, suitable RCC can sometimes be produced using a variety of aggregate sources that may not meet normal grading and quality requirements.

The majority of RCC dams have been constructed with aggregates meeting all of the traditional concrete requirements [7] although with some of the lower-cementitious mixtures the amount of fines passing the 75- μ m sieve have exceeded the traditional limits. Aggregates of marginal quality have been used in RCC on some projects because they were close to the site and therefore the most economical source available. In this situation, the design of the structure must accommodate any reduction in performance that may result. Lower-quality aggregates are best utilised in the interior of dams where they can be encapsulated by higher-quality concrete, especially in severe or moderately-severe climates [8].

La présence de toute quantité importante de particules de forme plate et/ou allongée n'est généralement pas souhaitable. Cependant, les BCR apparaissent moins affectés par de telles particules que les bétons classiques. Cette particularité peut résulter du fait que le matériel de compactage fournit plus d'énergie que les méthodes traditionnelles de consolidation, et du fait que le dosage élevé en mortier tend à une plus grande séparation des gros granulats. Des essais in situ sur des granulats contenant jusqu'à 40 % de particules plates et allongées (avec une moyenne au-dessous de 30 % environ) n'ont pas mis en évidence de problèmes importants [9]. L'US Army Corps of Engineers adopte généralement une limite de 25 % pour la teneur admissible en particules plates et allongées [10].

Lors du choix d'une source de matériaux, le matériau présentant la meilleure association de propriétés physiques sera retenu. Outre les qualités de dureté, de durabilité et de poids volumique élevé requises pour les granulats, les caractéristiques influant sur les propriétés thermiques et la fissuration du barrage sont importantes. Un module d'élasticité faible et un coefficient de dilatation thermique faible sont souhaitables.

Les distances de transport influent sur le coût des granulats livrés à la centrale à béton et l'emplacement de la carrière est un critère important dans le choix de la source de granulats.

Le rythme de mise en place du BCR est généralement rapide. Il y a donc lieu de prévoir de grands stocks de granulats pour que le rythme de bétonnage ne dépende pas des cadences de production des granulats ou ne soit pas sensible à des pannes de l'installation de concassage et de criblage. Il est souvent économiquement avantageux de produire une certaine quantité de granulats avant la mise en place du BCR, ces réserves stockées permettant une installation plus petite de production de granulats. La proportion de granulats à produire avant le bétonnage sera estimée cas par cas. Certains projeteurs spécifient que 30 % des granulats seront produits avant le début de mise en place du BCR, et certains offrent une avance de paiement pour une telle production afin de s'assurer que celle-ci sera bien réalisée.

Une bonne qualité du béton dans le barrage nécessite un bon contrôle de la granulométrie. Chaque classe dimensionnelle de gros granulats (et de granulats fins) doit rester uniforme dans le temps et satisfaire aux limites de granulométrie prescrites.

3.3.2. Gros granulats

Lors du choix de la source, de la forme et de la granulométrie des gros granulats, le facteur le plus important à considérer est la ségrégation qui doit être évitée. Quelles que soient les bonnes propriétés théoriques d'un BCR, si une ségrégation affecte le béton au cours de son transport, de son épandage et de son compactage, les qualités du béton seront moins satisfaisantes que prévu. En vue d'éviter la ségrégation, on a observé que des granulats de granulométrie continue étaient plus appropriés. Néanmoins, avec des BCR à faible dosage en liant, une augmentation de la proportion des granulats fins dans la granulométrie globale peut réduire la tendance à la ségrégation.

Comme on pouvait s'y attendre, on a constaté que les granulats concassés réduisaient la tendance à la ségrégation, comparativement aux granulats roulés.

The presence of any significant quantity of flat and/or elongated particles is usually undesirable. However, RCC mixtures appear to be less affected by these particles than traditional concrete mixtures. This peculiarity may be because the compaction equipment provides more energy than traditional consolidation methods and because the higher mortar content tends to provide more separation of coarse aggregate particles. Field tests with up to 40 % flat and elongated particles (with an average below about 30 %) have shown to be no significant problem [9]. The US. Army Corps of Engineers currently have a limit of 25 % on the allowable content of flat and elongated particles [10].

Where there is a choice of source material, the material with the best combination of physical properties should be selected. Apart for the need for hard, durable aggregate, of high unit weight, characteristics that affect the thermal characteristics and cracking of the dam are important. A low elastic modulus and low coefficient of thermal expansion are desirable.

Transport distances affect the cost of aggregate delivered to the concrete plant and quarry location is an important criterion in determining the source of aggregate.

RCC placing rates are generally high. Large aggregate stockpiles are therefore preferred to prevent placement rates from being dependent on aggregate production rates or susceptible to breakdowns in the crushing and screening plant. In many cases it is economically beneficial to produce a proportion of the aggregate prior to RCC placement, thus providing the stockpile reserves and allowing a smaller aggregate production installation. The proportion to be produced prior to placing RCC in the dam should be judged from case to case. Some Designers specify that 30 % of the aggregate should be produced prior to commencement of RCC placement and some offer an advance payment for such materials to ensure that this is achieved.

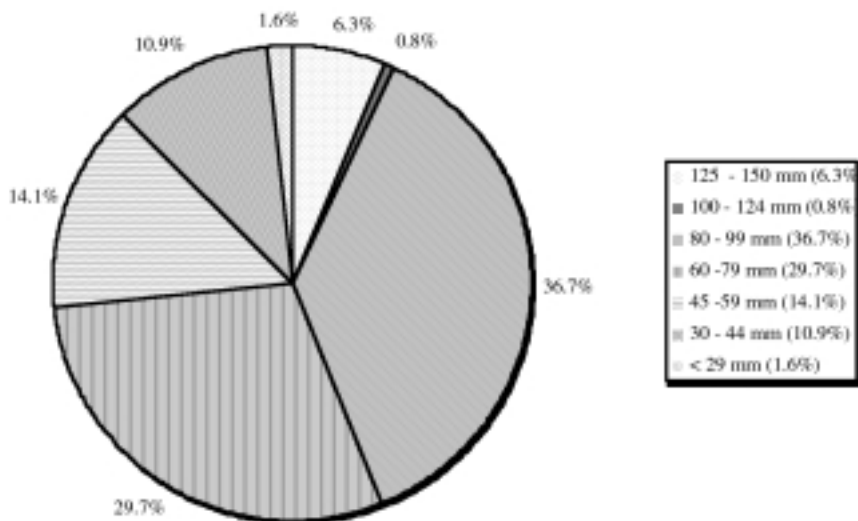
Good quality concrete in the dam requires good control of aggregate grading. Each size of coarse (and fine) aggregate used must be uniform over time and must conform to the specified grading limits.

3.3.2. Coarse aggregate

The most important factor to consider when selecting the source, shape and grading of a coarse aggregate is the avoidance of segregation. No matter how good the theoretical properties of an RCC are, if that concrete segregates when it is transported, spread and compacted, the in-situ performance will be less satisfactory than expected. In order to avoid segregation, it has been found that a well-graded aggregate is more satisfactory. Nevertheless with low-cementitious RCC mixtures, it has been found that an increase in the proportion of the fine aggregate within the total grading can reduce the tendency for segregation.

As might be expected, the use of crushed aggregate has been found to reduce the tendency for segregation, as compared to natural rounded aggregate.

La dimension maximale des granulats peut avoir un effet très important sur la ségrégation. En général, plus la dimension maximale est faible, moins il y aura une tendance à la ségrégation. Toutefois, le surplus de travail requis pour produire des granulats de dimension maximale plus faible doit être comparé avec la nécessité d'éviter la ségrégation. Les dimensions maximales des granulats utilisés dans des barrages BCR achevés sont indiqués sur la Fig. 7.



Des granulats de plus de 100 mm de dimension maximale ont été utilisés dans des barrages RCD. La dimension maximale la plus courante est celle de 75-80 mm, bien que la tendance actuelle soit à l'adoption de dimensions plus petites du fait du problème de ségrégation. La dimension maximale est de l'ordre de 50-60 mm pour les granulats concassés et de 40-50 mm pour le gravier naturel. La dimension maximale des granulats n'est pas associée à l'épaisseur des couches ni à l'engin de compactage. La compactibilité dépend principalement de la maniabilité du béton. On doit également noter que les bétons de faible maniabilité sont sujets à une plus forte ségrégation que ceux de plus grande maniabilité, avec une durée de charge VeBe inférieure à 20 s. Les rouleaux vibrants modernes peuvent compacter des enrochements en couches de plus d'un mètre d'épaisseur à une densité élevée, avec une dimension maximale d'éléments de 400 mm et plus.

3.3.3. Granulats fins

La granulométrie des granulats fins influence fortement les caractéristiques requises pour la pâte et la compactibilité d'un BCR [11, 12]. Des granulométries de granulats fins satisfaisant aux limites relatives au béton classique [7] ont été utilisées avec succès dans la plupart des barrages BCR. Des granulats fins présentant ces granulométries peuvent parfois nécessiter plus de liant que ce qui est requis pour

The maximum size of aggregate can have a very significant effect on segregation. Generally the smaller the maximum size the less will be the tendency to segregate. However the additional effort required to produce aggregates with a smaller maximum size has to be balanced against the need to avoid segregation. The maximum sizes of aggregates used in completed RCC dams are shown in Fig. 7.

Fig. 7
Maximum size of aggregates used in RCC dams
Dimensions maximales des granulats utilisés dans des barrages BCR

Note : Data based on 128 of the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996
Données basées sur 128 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

All the 100-mm+ aggregates have been used in RCC dams. The most popular maximum size is in the 75- to 80-mm size, although there now seems to be a trend towards smaller sizes because of the problem of segregation. The maximum size is tending towards 50 to 60 mm for crushed aggregate and about 40 to 50 mm for natural gravel. The maximum size of aggregate is not related to layer thickness nor compaction machinery. Compactibility is governed primarily by the workability of the concrete. It should also be noted that less-workable mixes tend to segregate more than more-workable mixes, with a loaded VeBe time less than 20 s. Modern vibratory rollers can compact rock-fill in layers of more than one metre to a high density with a maximum particle size of 400 mm and more.

3.3.3. Fine aggregate

The grading of fine aggregate strongly influences the paste requirements and the compactibility of an RCC [11, 12]. Gradings of fine aggregate conforming to traditional concrete limits [7] have been successfully used for most RCC dams. Fine aggregates with these gradings may occasionally require more cementitious material than is needed for lean mixtures using aggregate with more fines than are generally

des mélanges maigres utilisant des granulats avec plus de fines que ce qui est généralement admis. Lorsque des adjuvants minéraux ne sont pas disponibles, une augmentation de 5 % du pourcentage des granulats fins passant le tamis 150 µm peut être bénéfique.

Des granulats non lavés ayant une granulométrie bien plus étendue que celle habituellement spécifiée[7] ont été également utilisés. La granulométrie des granulats et la teneur en fines influent sur la compactibilité relative du BCR et sur le nombre minimal de passes du rouleau vibrant, nécessaire à la parfaite consolidation d'une couche d'épaisseur donnée. Elles influent également sur les dosages en eau et en liant nécessaires au remplissage des vides entre les granulats et à l'enrobage de ceux-ci.

Un excès de fines après que les vides entre granulats aient été remplis peut être nuisible au BCR du fait de la baisse de maniabilité, de l'augmentation de la demande en eau et de la perte de résistance. Un autre facteur limitant l'addition de fines à un mélange est la nature des fines. Des fines de concassage et des matériaux silteux sont généralement acceptables. Cependant, des fines argileuses, parfois désignées sous le nom de fines plastiques, peuvent entraîner une augmentation de la quantité d'eau nécessaire et une perte de résistance, et conduire à un mélange collant, de malaxage et de compactage difficiles.

3.3.4. Granulométrie globale

Des granulométries adoptées dans divers barrages BCR sont indiquées dans le Tableau 4. Il y a un barrage, Jordão, qui a une teneur très élevée en granulats fins, nettement au-dessus de toutes les autres, et un barrage, Santa Eugenia, qui a une teneur très faible en granulats fins. En général, les barrages BCR à faible dosage en liant présentent des granulométries avec des teneurs en fines plus élevées que celles des barrages BCR à dosage élevé en liant. Il y a une nette tendance à réduire la teneur en granulats fins avec l'augmentation de la dimension maximale des granulats et avec l'accroissement de la maniabilité. On peut admettre qu'à un BCR, avec une dimension maximale de granulats de 100 mm et une maniabilité élevée (faible durée VeBe), correspondra une teneur en granulats fins de l'ordre de 30 %, tandis qu'à un BCR, avec une dimension maximale de granulats de 50 mm et une faible maniabilité, correspondra une teneur en granulats fins de l'ordre de 45 %.

allowed. When no mineral admixtures is available, a 5-percent increase in the fine aggregate percentage passing the 150- μm sieve may be beneficial.

Unwashed aggregates with a much broader grading range than is usually specified [7] have also been used. The aggregate grading and fines content affects the relative compactibility of the RCC and may influence the minimum number of vibrating passes required for full consolidation of a given layer thickness. It also affects the water and cementitious material requirements needed to fill the voids in the aggregate and coat the aggregate particles.

Excessive additions of aggregate fines after the aggregate voids are filled may not be beneficial and may be harmful to the RCC mixture because of decreases in workability, increased water demand and subsequent strength loss. Another limiting factor to adding aggregate fines to a mixture is the nature of the fines. Crusher fines and silty material are usually acceptable. However, clay fines, sometimes called plastic fines, can cause an increase in water demand and a loss of strength, and produce a sticky mixture that is difficult to mix and compact.

3.3.4. Overall grading

A range of gradings that have been used in typical RCC dams are shown in Table 4. There is one dam, Jordão, that has a high fine aggregate content, significantly above all the others, and one dam, Santa Eugenia, that has a very low fine aggregate content. Generally the low-cementitious RCC dams contain aggregate gradings with higher fines contents than those with higher-cementitious contents. There is a definite trend of a reduction in fine aggregate content with increasing maximum size of aggregate and with increasing workability. An RCC with a maximum size of aggregate of 100 mm and a high workability (low VeBe time) might be expected to have a fine aggregate content of 30 % while an RCC with a maximum size of aggregate of 50 mm and a low workability might be expected to have a fine aggregate content of 45 %.

Tableau 4

Granulométries adoptées dans divers barrages BCR

	Zintel Canyon	Jordão	Shimaji-gawa	Miyagase	Copper-field	Petit Saut	De Mist Kraal	Upper Stillwater	Santa Eugenia	New Victoria	Pangue	Platano-vryssi
Class.	Faible	Faible	RCD	RCD	Moyen	Moyen	Moyen	Élevé	Élevé	Élevé	Élevé	Élevé
Ciment	74	65	84	91	80	0	58	79	88	79	80	50
Pouzzolane	0	10	36	39	30	130	58	173	152	160	100	225
Maniabilité[1]	Moyenne	Faible	Élevée	Élevée	Faible	Faible	Moyenne	Élevée	Moyenne	Élevée	Moyenne	Élevée
Tamis (mm)												
150				100								
100				82								
75			100	76			100		100			
62	100	100		74			91		94			
50	98	98		70	100	100	81	100	84		100	
38	91	89	76	65	90	90	67	95	74	100	99	100
25	77	78		58		73	54		61		86	
19	70		58	51	68	67	46	66	52	70	76	66
9,5	50	62	43	39	54	52	35	45	34	48	61	48
4,75	39	51	33	30	44	37	29	35	24	33	41	37
2,4	25	40	30	26	36	30	22	26	12	26	24	29
1,2	18	26	23	19	28	25	18	21	6	21	20	21
0,600	15	18	14	11	21	20	16	17	3	15	15	
0,300	12	15	8	6	15	14	14	10	2	7	6	8
0,150	11	10	3	2	10	11	6	2	1	3	2	
0,075	9	8	0	0	7	7	2	0	0	0	1	

Note [1] : Maniabilité faible = durée VeBe impossible à déterminer, Maniabilité moyenne = durée VeBe > 25 s., Maniabilité élevée = durée VeBe < 25 s.

Tableau 4

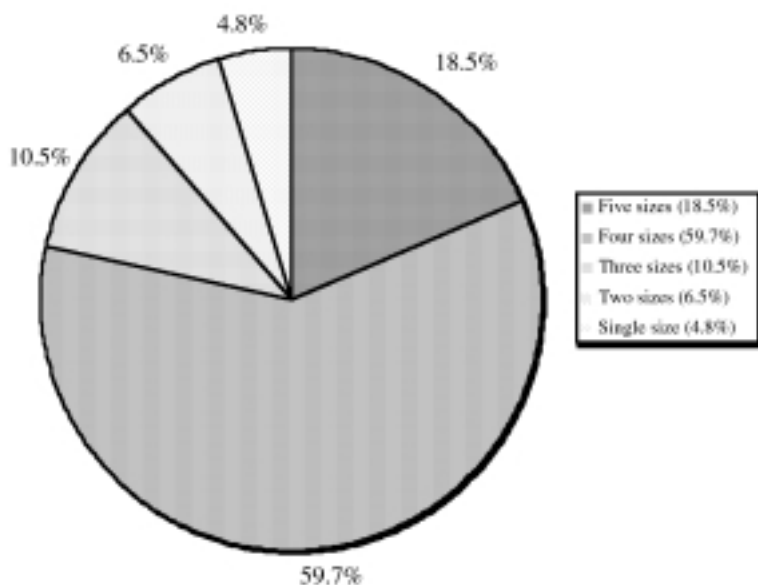
Gracings used in typical RCC dams

	Zintel Canyon	Jordão	Shimaji-gawa	Miyagase	Copperfield	Petit Saut	De Mist Kraal	Upper Stillwater	Santa Eugenia	New Victoria	Pangue	Platano-vryssi
Class.	Low	Low	RCD	RCD	Medium	Medium	Medium	High	High	High	High	High
Cement	74	65	84	91	80	0	58	79	88	79	80	50
Pozzolan	0	10	36	39	30	130	58	173	152	160	100	225
Workability[1]	Medium	Low	High	High	Low	Low	Medium	High	Medium	High	Medium	High
Sieve size (mm)												
150				100								
100				82								
75			100	76			100		100			
62	100	100		74			91		94			
50	98	98		70	100	100	81	100	84		100	
38	91	89	76	65	90	90	67	95	74	100	99	100
25	77	78		58		73	54		61		86	
19	70		58	51	68	67	46	66	52	70	76	66
9.5	50	62	43	39	54	52	35	45	34	48	61	48
4.75	39	51	33	30	44	37	29	35	24	33	41	37
2.4	25	40	30	26	36	30	22	26	12	26	24	29
1.2	18	26	23	19	28	25	18	21	6	21	20	21
0.600	15	18	14	11	21	20	16	17	3	15	15	
0.300	12	15	8	6	15	14	14	10	2	7	6	8
0.150	11	10	3	2	10	11	6	2	1	3	2	
0.075	9	8	0	0	7	7	2	0	0	0	1	

Note [1] : Low workability = No VeBe time possible, Medium workability = VeBe time > 25 s, High workability = VeBe time < 25 s.

Lorsqu'un contrôle rigoureux de la granulométrie et de la fabrication du BCR est souhaité, les séparations de classes suivent les pratiques du béton classique [12]. Des économies de coût peuvent être réalisées en associant deux (ou plus) catégories granulométriques en vue de réduire le nombre de tas de stockage, etc. Cependant, comme la catégorie granulométrique augmente dans chaque tas de stockage, il devient de plus en plus difficile d'éviter la ségrégation des plus gros éléments au cours de la manutention des granulats. Le projeteur et/ou l'entrepreneur doivent comparer les économies de coût possibles résultant de la réduction des tas de stockage, et des matériels de manutention et de pesage, avec l'augmentation possible des variations de granulométrie et leurs effets sur l'uniformité de consistance et de résistance, sur la liaison entre couches et sur la perméabilité du BCR.

La Fig. 8 indique le nombre de classes de granulats utilisées dans la plupart des barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996.



3.4. ADJUVANTS

Des adjuvants ont été utilisés dans 50 % environ des barrages achevés (Fig. 9).

Where close control of the grading of the aggregates and RCC production are desired, size separations should follow normal concrete practice [12]. Apparent cost savings might be realised by combining two or more size ranges to reduce the number of stockpiles, etc. However, as the size range increases in each stockpile, it becomes increasingly more difficult to avoid segregation of the larger particles during handling of the aggregate. The Designer and/or Contractor must balance the potential cost savings in a reduction in number of stockpiles and separate handling and weighing facilities with the potential for increased variation in aggregate grading and its impact on uniformity of the consistency and strength, on bond between layers, and on the permeability of the resulting RCC.

Fig. 8 shows the number of aggregate sizes used in most of the RCC dams completed at the end of 1996.

Fig. 8

Number of sizes of aggregates used in RCC dams

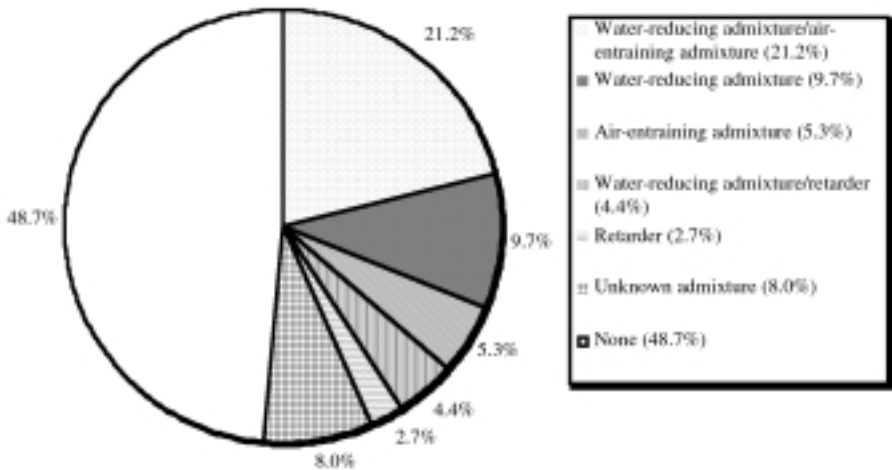
Nombre de classes de granulats utilisées dans des barrages BCR

Note : Data based on 127 of the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur 127 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

3.4. ADMIXTURES

Admixtures have been used in approximately 50 % of all RCC dams (see Fig. 9).



L'adjuvant le plus couramment utilisé a été un adjuvant réducteur d'eau/entraîneur d'air (adopté dans tous les barrages RCD). Dans ces cas, l'entraîneur d'air est utilisé pour améliorer la maniabilité plutôt que la résistance au gel-dégel. Même lorsque l'adjuvant se limite à un entraîneur d'air (5,3 % des barrages BCR), dans au moins un cas (Pak Mun – Thaïlande), l'entraîneur d'air fut utilisé pour améliorer la maniabilité à cause de la très mauvaise granulométrie des granulats fins.

Des retardateurs de prise ont été utilisés dans relativement peu de barrages (un total de 7,1 % si l'on prend également en compte l'adjuvant réducteur d'eau/retardateur de prise). Il est possible que l'adoption de teneurs élevées en adjuvants minéraux (en particulier, des cendres volantes à faible teneur en chaux) conduise à un retard de prise suffisant sans qu'il soit nécessaire d'avoir recours à un adjuvant supplémentaire. Néanmoins, au cours de ces dernières années, l'utilisation d'adjuvants dans les BCR a augmenté, en particulier en Espagne et en Chine.

Le choix de tout adjuvant fera l'objet d'essais en laboratoire, l'idéal étant également des essais en vraie grandeur. Certains adjuvants conviennent bien à certains liants, et moins à d'autres.

Fig. 9
 Admixtures used in RCC dams
Adjuvants utilisés dans des barrages BCR

Water-reducing admixture/air-entraining admixture (21.2 %)	<i>Adjuvant réducteur d'eau/entraîneur d'air (21,2 %)</i>
Water-reducing admixture (9.7 %)	<i>Adjuvant réducteur d'eau (9,7 %)</i>
Air-entraining admixture (5.3 %)	<i>Adjuvant entraîneur d'air (5,3 %)</i>
Water-reducing admixture/retarder (4.4 %)	<i>Adjuvant réducteur d'eau/retardateur de prise (4,4 %)</i>
Retarder (2.7 %)	<i>Retardateur de prise (2,7 %)</i>
Unknown admixture (8.0 %)	<i>Adjuvant inconnu (8,0 %)</i>
None (48.7 %)	<i>Aucun adjuvant (48,7 %)</i>

Note : Data based on 113 of the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996
Données basées sur 113 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

The most common admixture has been a combined water-reducing and air-entraining admixture (used in all RCC dams). In these case the air entrainment is used as a workability aid rather than for freeze-thaw resistance. Even when air entrainment is used alone (in 5.3 % of RCC dams), in at least one case (Pak Mun - Thailand) the air entrainment was again used as a workability aid because of the very poor grading of the fine aggregate.

Retarders have only been used in relatively few RCC dams (a total of only 7.1 % when considering the water-reducing/retarder admixture as well). It is possible that the use of high mineral admixtures contents (in particular low-lime flyash) has sufficient retardation without the need for an additional admixture. Nevertheless in recent years the use of admixtures in RCC has been increasing, in particular in Spain and China.

The choice of any admixture should be confirmed by laboratory trial mixes and ideally after full-scale trials. Particular admixtures work well with particular cementitious materials and not so well with other materials.

3.5. REFERENCES

1. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Portland cement
Standard Specification C150, ASTM, Philadelphia
2. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Fly ash and raw or calcined natural mineral admixtures for use as a mineral admixture in Portland cement concrete
Standard Specification C618, ASTM, Philadelphia
3. BRITISH STANDARDS INSTITUTION
Ground-granulated blast furnace slag
BS6699:19**
4. KRAVARITIS, A., TSIMAS, S., MOUSATSOU-TSIMA, A. and
TSIKNAKOU, Y.
Utilisation of flyash for construction of dams by roller-compacted concrete (RCC) method
Proceedings of the Power-Gen Conference, Budapest, June 1996
5. KREMPEL, A.F. and ANDRIOLO, F.R.
The use of basaltic crushed powder filler in the RCC
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995
6. DUNSTAN, M.R.H.
Relationship between properties generated by cement and by flyash
International Conference on "Rolled concrete for dams", CIRIA, London, June 1981

7. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Concrete aggregates
Standard Specification C33, ASTM, Philadelphia
8. OLIVERSON, J.E. and RICHARDSON, A.T.
Upper Stillwater dam: design and construction concepts
Concrete International, ACI, Chicago, May 1984
9. USACE
Concrete report - Willow Creek dam (Final Report)
US Army Corps of Engineers, Walla Walla District, Oregon, August 1984
10. USACE
Roller-compacted concrete
Engineer Manual N° 1110-2-2006, Washington, D.C., February 1992
11. JAPANESE MINISTRY OF CONSTRUCTION
Design and Construction Manual for RCD concrete
Technology Centre for National Land Development, Tokyo, 1981
12. HOLLINGWORTH, F. and DRUYTS, F.H.W.M.
Rollcrete : some applications to dams in South Africa
Water Power and Dam Construction, London, January 1986
13. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Guide for measuring, mixing, transporting and placing concrete
ACI Committee 304, Chicago, 199*

4. CHOIX DES DOSAGES

4.1. GÉNÉRALITÉS

Quatre prescriptions principales et deux facteurs supplémentaires doivent être pris en compte pour un BCR utilisé dans un ouvrage créant une retenue. Les quatre prescriptions concernent : l'étanchéité, la densité, la résistance et un aspect très important, la possibilité de transport, d'épandage et de compactage sans ségrégation nuisible. Les deux autres facteurs sont : la durabilité, dans le cas où le BCR est exposé au milieu ambiant et non entièrement protégé par du béton l'enrobant ou par tout autre procédé, et les conditions de construction. L'idéal est que la méthode de conception détermine la solution de coût minimal, satisfaisant à toutes les prescriptions relatives au béton. Peu de méthodes de dosage du BCR (ou du béton classique) considèrent le facteur important de coût.

Il importe que des compositions fassent l'objet d'essais le plus tôt possible, en raison du temps nécessaire à l'obtention de résultats significatifs. De nombreux ouvrages BCR sont étudiés et construits suivant un programme à très court terme et tout retard dans le démarrage de ces essais peut affecter l'efficacité du projet.

Un problème important dans la conception d'un BCR est la possibilité d'une liaison insuffisante entre les couches. La consistance « faible affaissement » (slump) des BCR, en particulier de ceux contenant des granulats supérieurs à 38 mm et un faible dosage en liant, créent une difficulté pour la liaison entre le béton frais et le béton durci. Cette difficulté a été combattue en réduisant l'intervalle de temps entre la mise en place des couches (en particulier, dans le cas de bétons maigres), en assurant un traitement supplémentaire du joint, tel que la mise en place d'une couche de liaison, ou en augmentant la teneur en pâte du mélange. Une réduction de la ségrégation au cours du transport et de la mise en place est essentielle en vue de réduire les poches de matériaux à la surface du joint. La nécessité d'une bonne liaison entre les couches doit donc être considérée à toutes les étapes des études et travaux. Une autre solution consiste à concevoir le profil en travers du barrage afin que les contraintes ne posent pas de problème de résistance à la liaison entre joints, et à adopter un masque d'étanchéité amont.

4.1.1. Perméabilité

La propriété qui a causé le plus de préoccupations aux projeteurs de barrages BCR est la perméabilité in situ du BCR [1]. Bien que la perméabilité du béton proprement dit (sans joint) puisse être faible, ce sont les joints entre couches qui sont la principale cause de difficultés. Par exemple, au barrage Willow Creek (États-Unis), de l'eau apparut sur le parement aval du barrage 12 heures après la mise en eau de la retenue [2]. Néanmoins, on a constaté qu'il était possible d'obtenir un ouvrage effectivement monolithe et imperméable lorsque le béton compacté au rouleau est mis en place en couches. La Fig. 10 indique les résultats des essais de perméabilité in situ effectués sur 49 barrages BCR créant des retenues, situés dans

4. SELECTION OF MIXTURE PROPORTIONS

4.1. GENERAL

There are four main requirements for an RCC to be used in a water-retaining structure and two additional factors that should be considered. The four requirements are : impermeability, density, strength and most important the ability to be transported, spread and compacted without detrimental segregation. The two other factors are : durability, should the RCC be exposed to the environment and not completely protected by encapsulation by facing concrete or some other protection, and construction conditions. Ideally the method of design should determine the minimum-cost solution that conforms to all the requirements of the concrete. Few methods of design of the mixture proportions of RCC (or traditional concrete) consider the important factor of cost.

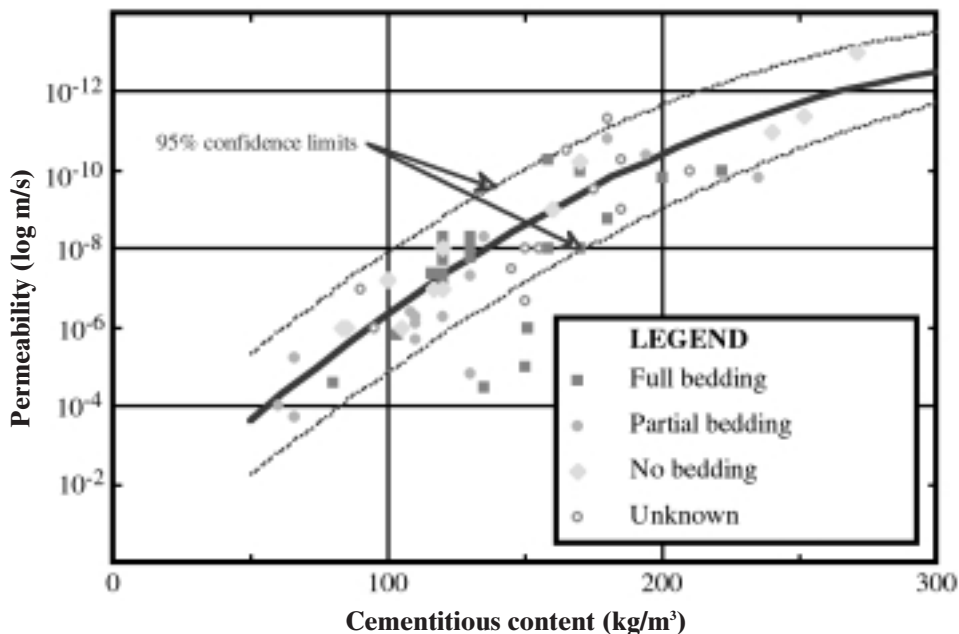
It is important that trial mixes are initiated as early as possible because of the time required to obtain meaningful results. Many RCC projects are designed and constructed on a very short-term programme and any delay in starting this activity may affect the effectiveness of the design.

A major concern in RCC design is the potential for incomplete bonding between the layers. The low-slump consistency of RCC, particularly those containing aggregates larger than 38 mm, and a low cementitious content, create a difficulty for bonding fresh to hardened concrete. This problem has been accommodated by reducing the time interval between layer placement (especially for leaner mixtures), by providing supplemental joint treatment such as bedding mixes, or by increasing the paste content of the mixture. Reducing segregation during transportation and placement is essential to eliminate rock pockets at the joint interface. Consequently the need for bond between the layers must be considered at all stages in the design process. Alternatively, the dam cross section has to be designed so that no bond strength is required across lift joints and some form of upstream water-tight membrane is used.

4.1.1. Permeability

The property that has caused greatest concern to Designers of RCC dams is the in-situ permeability of RCC [1]. Although the permeability of the parent (un-jointed) material may be low, it is the joints between the layers that are the main cause of the difficulty. For example at Willow Creek (USA), water appeared on the downstream face of the dam 12 hours after impounding [2]. Nevertheless it has been shown that it is possible to obtain an effectively monolithic and impermeable structure when roller-compacted concrete is placed in layers. Fig. 10 shows the results of in-situ permeability testing on 49 different water-retaining RCC structures from 18 different countries [3]. This is a development of a relationship that was

18 pays [3]. Cette Fig. est un développement d'une relation décrite au cours de la discussion de la Question 62 du Congrès CIGB de San Francisco [4], relation qui elle-même faisait suite à celle initialement présentée au cours de la discussion de la Question 57 du Congrès CIGB de Lausanne [5]. La perméabilité globale in situ (incluant celle des joints) varie de 10^{-4} à 10^{-13} m/s et il y a une relation logique entre la perméabilité et le dosage en liant. L'utilisation de fines broyées peut également améliorer l'étanchéité [6], bien que l'effet soit un peu moindre que celui associé aux liants.



Les ouvrages, dont les résultats des essais sont reportés sur la Fig. 10, ont été construits dans divers pays et les résultats de perméabilité furent obtenus au moyen de diverses méthodes d'essais : certains essais furent exécutés dans des trous de carottage dans l'ouvrage, d'autres sur des carottes contenant des joints. Dans certains ouvrages, un traitement complet de la surface de chaque couche fut exécuté et une couche complète de liaison fut appliquée; dans d'autres, le traitement fut limité et une couche partielle de liaison appliquée; dans d'autres, il n'y eut aucun traitement ni application de couche de liaison. Les diverses couches de liaison adoptées sont indiquées sur la Fig. 10. Il semble que les divers types de traitement conduisent à des résultats peu différents. Pour certains BCR, aucun adjuvant minéral ne fut utilisé, tandis que pour d'autres des proportions élevées d'adjuvants minéraux furent adoptées. Des cendres volantes, ainsi que du laitier de haut fourneau, granulé broyé, et des pouzzolanes naturelles, ont été utilisés dans certains BCR. Malgré toutes ces différences, il est difficile, à partir des données reportées sur la Fig. 10, de différencier les diverses méthodes de construction, l'utilisation ou non de couches de liaison, les diverses méthodes d'essais ou les divers liants adoptés. Il semble que le facteur dominant qui définit la perméabilité in situ (incluant celle des

described during the discussion to Q. 62 of the San Francisco ICOLD Congress [4], which in turn was a development of a relationship that was initially postulated during the “expert” summary [5] to Q. 57 of the Lausanne Congress during which roller compaction of concrete for dams was discussed. Total in-situ permeability (including that at joints) ranging from 10^{-4} to 10^{-13} m/s has been found and there is a consistent relationship between the permeability and the cementitious content. The use of milled fines can also improve the impermeability [6], although the effect is somewhat less than cementitious materials.

Fig. 10

Relationship between total in-situ permeability (including at joints)
and cementitious content for concretes from RCC structures
*Relation entre la perméabilité globale in situ (incluant celle des joints)
et le dosage en liant des bétons d'ouvrages BCR*

Permeability (log m/s)	<i>Perméabilité (log m/s)</i>
Cementitious content (kg/m ³)	<i>Dosage en liant (kg/m³)</i>
95 % confidence limits	<i>Limites de confiance 95 %</i>
Full bedding	<i>Couche complète de liaison entre couches</i>
Partial bedding	<i>Couche partielle de liaison entre couches</i>
No bedding	<i>Aucune couche de liaison entre couches</i>
Unknown	<i>Inconnu</i>

Note : This relationship contains the results from 49 structures from 18 different countries
Cette relation contient les résultats provenant de 49 ouvrages situés dans 18 pays

The structures, tests results of which are shown in Fig. 10, were constructed in a number of different ways and the permeability results were obtained by a range of methods; some were by tests on core holes in the structure and others on jointed cores. With some of the structures, full treatment of the surface of each layer was carried out and full bedding mixes used, with some there was little treatment and a partial bedding mix while with some others there was no treatment and no bedding mix. The use of the various bedding mixes is shown in Fig. 10. There seems to be little difference between each of the treatments. With some RCC no mineral admixture was used, while with some others high proportions of mineral admixture were used. Flyash has been used in some RCC as well as ground-granulated blast-furnace slag (GGBFS) and natural pozzolan. In spite of all these differences, from the data in Fig. 10 it is difficult to differentiate between the various methods of construction, the use or non-use of bedding mixes, the various methods of test or the various different cementitious materials. It seems that the overriding consideration that defines the in-situ permeability (including that at the joints) of an RCC is the total cementitious content of the roller-compacted concrete. From Fig. 10, it seems higher-cementitious content RCC which bonds well between the layers will produce

joint) d'un BCR est son dosage total en liant. À partir de la Fig. 10 on peut admettre qu'un BCR à forte teneur en liant, qui assure une bonne liaison entre les couches, donnera une étanchéité satisfaisante. Par contre, la plupart des BCR à faible teneur en liant ne produiront vraisemblablement pas une étanchéité convenable (incluant celle des joints) sans un traitement particulier. Lorsqu'un masque d'étanchéité est mis en place sur le parement amont pour réduire les percolations à travers les bétons à faible dosage en liant, la perméabilité du BCR peut être un facteur de faible importance, sauf en ce qui concerne la durabilité des surfaces exposées au gel-dégel.

4.1.2. Densité

Bien que la densité dépende principalement de la densité relative des granulats entrant dans la composition du béton, tout air occlus conduira à un affaiblissement des propriétés et également, si la teneur en air est importante, à un volume plus élevé de béton à mettre en place. La teneur en air occlus dans les BCR mis en place à ce jour a varié de 0,5 à 5,0 % - le pourcentage ayant atteint 8,5 % lors de certains essais. Un large domaine de densités peut résulter des différents dosages en matériaux des bétons. La Fig. 11 montre une relation entre le rapport pâte/mortier et la densité in situ (exprimée sous la forme d'un pourcentage de la densité théorique sans air occlus) pour environ 50 BCR différents provenant de plus de 20 aménagements (et essais). On peut constater qu'il y a une chute sensible de densité pour un rapport pâte/mortier inférieur à 0,35 – 0,40. Ce dernier facteur est le rapport du volume de pâte (i.e. liant, eau et, le cas échéant, air incorporé par l'adjuvant entraîneur d'air) au volume de mortier (i.e. pâte et granulats fins). La chute de densité résulte du fait que l'indice des vides des granulats fins compactés se situe entre 0,32 et 0,40 suivant la forme et la granulométrie des matériaux. Au-dessous d'un rapport pâte/mortier de 0,36 – 0,44 environ, il y a donc insuffisamment de pâte pour remplir les vides dans les granulats fins après compactage. Quelle que soit la quantité d'énergie transmise au béton, il est impossible de remplir ces vides. La Fig. 11 indique également les densités théoriques maximales pouvant être obtenues avec des granulats fins ayant un indice des vides compris entre 0,32 et 0,40. Il y a une étroite corrélation entre les résultats réels et les résultats théoriques. Il existe en réalité un ensemble de relations parallèles dépendant de l'indice des vides des granulats fins. Par exemple, pour un rapport pâte/mortier de 0,35, la densité (définie comme un pourcentage de la densité théorique sans air) peut varier entre 94 et 98 % suivant l'indice des vides des granulats fins. Il est possible d'ajouter des fines non plastiques à la limite granulométrique fine des granulats afin de réduire l'indice des vides. Cependant, il existe un point où un surplus de fines augmentera l'indice des vides.

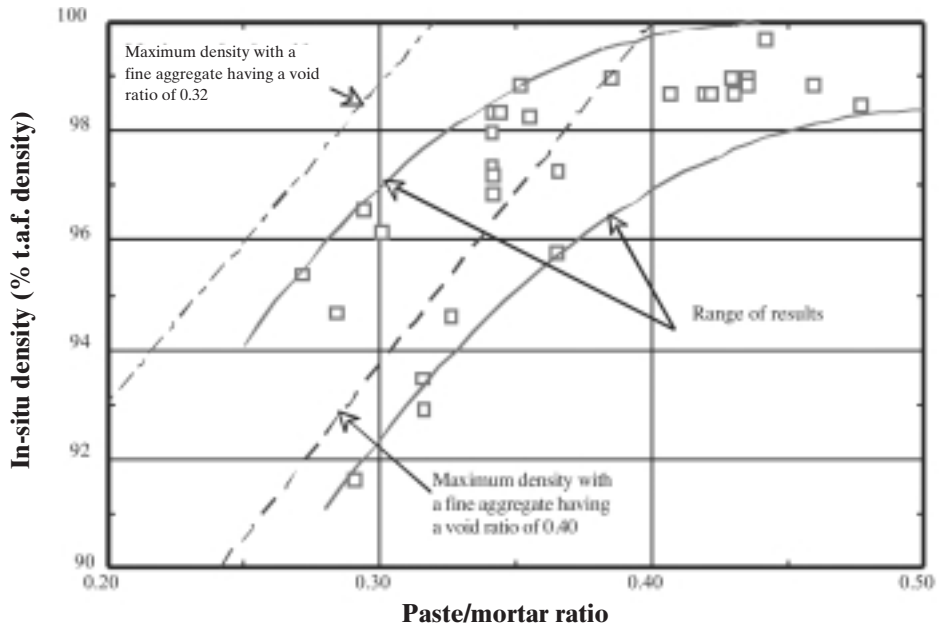
L'influence critique de la granulométrie des granulats fins a été constatée par plusieurs projeteurs lors des études de BCR pour barrages [7,8] – sous-chapitre 3.3.3 – et la Fig. 11 indique très nettement l'importance de réduire l'indice des vides à un minimum.

adequate water-tightness. However, most lower-cementitious content RCC are not likely to produce adequate water-tightness (including that at joints) without special treatment. Where some form of water-tight barrier is used on the upstream face to reduce the seepage of low-cementitious content mixtures, the permeability of the RCC may be of little significance except as it may relate to freeze/thaw durability of exposed surfaces.

4.1.2. Density

Although the density is mainly dependent upon the Relative Density of the aggregates to be used in the concrete, any entrapped air will lead to a loss of properties and also, if the air content is significant, to a greater volume of concrete having to be placed. The entrapped air in the roller-compacted concretes so far placed for dams have ranged from 0.5 to 5.0 % - the percentage has been as high as 8.5 % during some trials. A wide range of densities can be obtained using particular materials mixed in different proportions. Fig. 11 shows a relationship between the paste/mortar ratio and the in-situ density (as a proportion of the theoretical-air-free density) of approximately 50 different roller-compacted concretes from over 20 projects (and trials). It can be seen that there is a substantial drop in density below a paste/mortar ratio of between 0.35 and 0.40. The latter factor is the ratio of the volume of paste (i.e. cementitious material, water and entrained air (if used)) to the volume of mortar (i.e. paste and fine aggregate). The reason for the drop in density is that the void ratio of a typical compacted fine aggregate is between 0.32 and 0.40 depending upon the shape and gradation of the material. Therefore below a paste/mortar ratio between approximately 0.36 and 0.44 there will be insufficient paste to fill the voids in the fine aggregate after compaction. No matter how much energy is imparted to the concrete it is impossible to fill these voids. Also shown in Fig. 11 are the maximum theoretical densities that can be achieved with fine aggregates having a void ratio of 0.32 and 0.40. There is close correlation between the actual and theoretical results. There are in reality a whole series of parallel relationships dependent upon the void ratio of the fine aggregate. For example, for a given paste/mortar ratio of say 0.35 the density (as a percentage of the theoretical-air-free density) could vary between 94 and 98 % depending upon the void ratio of the fine aggregate. It is possible to add non-plastic fines to the fine end of the aggregate gradation to reduce the void ratio. However there comes a point at which further fines will actually increase the void ratio.

The criticality of the gradation of the fine aggregate has been noticed by many of the Designers of roller-compacted concrete for dams [7,8] – see Section 3.3.3 – and Fig. 11 shows quite clearly the reason for the importance of reducing the void ratio to a minimum.



4.1.3. Résistance mécanique

Une résistance mécanique de projet à 91 ou 180 jours est généralement définie pour un BCR. Ces âges permettent un développement de la résistance dans le temps pour les bétons contenant des adjuvants minéraux. Cependant, il y aura une poursuite du développement de la résistance au-delà de ces âges, et cet accroissement de résistance peut être considéré comme une augmentation du coefficient de sécurité. Le choix de l'âge pour la résistance de projet sera spécifique au site et dépendra de la durée de mise en charge de l'ouvrage, des dosages utilisés, etc.

La résistance du BCR dépend de la qualité et de la granulométrie des granulats, des dosages en ciment, pouzzolanes et eau, et du degré de compactage. Pour la plupart des compositions, la résistance à la compression d'un BCR est fonction du rapport eau/liant ($e/c+p$), comme dans le cas du béton classique. Il y a un certain nombre de relations générales qui peuvent être utilisées [9] en première approximation, au cours de la mise au point des dosages.

La résistance de projet n'est généralement pas déterminée par les contraintes de compression dans l'ouvrage, mais dépend davantage des résistances à la traction et au cisaillement requises. Celles-ci sont habituellement prescrites en se basant sur les calculs statiques et dynamiques de l'ouvrage, associés au calcul des contraintes thermiques – voir chapitre 2. La résistance à la compression est généralement considérée comme la méthode convenant le mieux à la mesure de la qualité et de l'uniformité du béton. La résistance à la compression de projet est donc habituellement choisie en se basant sur le niveau de résistance nécessaire pour répondre aux contraintes de compression, de traction et de cisaillement, sous toutes les conditions de charge, y compris les charges de construction au jeune âge.

Fig. 11

Relationship between in-situ density and paste/mortar ratio

Relation entre la densité in situ et le rapport pâte/mortier

In-situ density (% t.a.f. density)	<i>Densité in situ (% de la densité théorique sans air)</i>
Paste/mortar ratio	<i>Rapport pâte/mortier</i>
Maximum density with a fine aggregate having a void ratio of 0.32	<i>Densité maximale avec des granulats fins ayant un indice des vides de 0,32</i>
Maximum density with a fine aggregate having a void ratio of 0.40	<i>Densité maximale avec des granulats fins ayant un indice des vides de 0,40</i>
Range of results	<i>Champ des résultats</i>

4.1.3. Strength

A design age of 91 or 180 days is usually defined for RCC. These ages allow for some of the long-term strength development of concretes containing mineral admixtures. There will however be a further development of strength beyond these ages and this further increase can be considered to be an additional Factor of Safety. The choice of design age will be site specific depending upon the time of loading of the structure, the mixture proportions used, etc.

RCC strength is dependent upon the quality and grading of the aggregates, the proportions of cement, pozzolan, and water, and the degree of compaction. For most mixtures, the compressive strength of RCC is a function of the water/cementitious ratio ($w/(c+p)$), similar to traditional concrete. There are a number of general relationships that can be used [9] as a first approximation during the development of the mixture proportions.

The design strength is usually not determined by the compressive stresses in the structure but is more dependent upon the required tensile and shear strength. These are usually dictated by dynamic and static structural analyses, combined with analysis of thermal stresses – see Section 2. Compressive strength is generally regarded as the most convenient method to measure the quality and uniformity of the concrete. Therefore, the design compressive strength is usually selected based on the level of strength necessary to satisfy compressive, tensile and shear stresses under all loading conditions including early-age construction loads.

Les dosages des BCR seront définis en vue d'obtenir la résistance à la compression de projet plus une marge basée sur la variation de résistance prévue [10]. Par exemple, si la résistance prescrite est de 20 MPa à un certain âge défini au stade du projet et le coefficient de variation prévue est de 25 % (mauvais contrôle de qualité – voir Tableau 11 – sous-chapitre 6.7.), l'écart-type sera de 6,7 MPa. En supposant que le niveau de défaillance admissible soit de 20 %, la marge sera de 5,6 MPa [i.e. 0,842 (coefficient pour un niveau de défaillance admissible de 20 %) \times 6,7 MPa (écart-type)]. Le BCR devra donc être conçu pour une résistance moyenne de 25,6 MPa [i.e. 20 MPa (résistance caractéristique) + 5,6 MPa (marge)]. Par contre, si le coefficient de variation prévue est de 10 % (contrôle qualité satisfaisant), l'écart-type sera de 2,2 MPa et la marge de 1,9 MPa, la résistance moyenne requise étant donc de 21,9 MPa. Le coût supplémentaire du liant (auquel s'ajoutent des coûts résultant de l'augmentation de la chaleur d'hydratation, etc.) nécessaire pour accroître la résistance moyenne de 21,9 MPa à 25,6 MPa sera comparé au coût supplémentaire du contrôle qualité. Dans le cas de grands aménagements, on a constaté que le choix du matériel et du personnel en vue de permettre un bon contrôle de qualité était presque toujours bénéfique et justifié.

La résistance à la compression du BCR est généralement mesurée sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Les éprouvettes peuvent être préparées en utilisant une table vibrante pour les bétons à teneur élevée en liant, ou peuvent être compactées par une dame vibrante pour les bétons à faible teneur en liant. Des éprouvettes d'essai de BCR à faible teneur en liant, préparées en utilisant une dame vibrante, ont parfois donné des résistances anormalement élevées aux jeunes âges [9].

4.1.4. Ségrégation

Quelles que soient les bonnes qualités d'un BCR obtenues en laboratoire, si une ségrégation se produit au cours du transport, de l'épandage ou du compactage du matériau, les propriétés in situ seront inférieures à celles obtenues en laboratoire. Un objectif majeur du choix des dosages pour les BCR est l'obtention d'un mélange cohérent, présentant une tendance à la ségrégation la plus faible possible. Les compositions à faible teneur en liant, si elles ne sont pas dosées correctement, risquent d'être sujettes à une ségrégation plus importante du fait de la nature plus granulaire du mélange. Cela peut être maîtrisé, dans une certaine mesure, par la granulométrie des matériaux et par l'addition de fines. Des mélanges à teneur élevée en liant et plus maniabiles seront généralement plus cohérents et moins sujets à ségrégation. Des recherches effectuées au cours d'essais en vraie grandeur lors du projet Milton Brook (Royaume-Uni) [11] montrèrent que la ségrégation pouvait être maintenue minimale si la teneur en gros granulats restait de 1,5 à 2 % au-dessous de la masse volumique non compactée de ces granulats. La granulométrie globale et la forme des granulats seront donc examinées avec soin afin de rendre maximale la masse volumique non compactée des gros granulats et de réduire ainsi le potentiel de ségrégation. La limitation de la dimension maximale des granulats (voir sous-chapitre 3.3.2.) contribue également à réduire le risque de ségrégation.

4.1.5. Maniabilité

Une maniabilité convenable est nécessaire pour réaliser le compactage ou la consolidation d'un BCR. La maniabilité est très influencée par la teneur en pâte du

RCC mixtures should be proportioned to produce the design compressive strength plus a margin based on expected strength variation [10]. For example, if the required characteristic strength was 20 MPa at the design age and the expected Coefficient of Variation was 25 % (poor Quality Control – see Table 11 – Section 6.7.), the Standard Deviation would be 6.7 MPa. Assuming that the allowable failure rate was 20 %, the margin would be 5.6 MPa [i.e. 0.842 (factor for a 20 % allowable failure rate) x 6.7 MPa (Standard Deviation)]. The RCC would therefore have to be designed for a mean strength of 25.6 MPa [i.e. 20 MPa (characteristic strength) + 5.6 MPa (margin)]. On the other hand, if the expected Coefficient of Variation was to be 10 % (good Quality Control), the Standard Deviation would be 2.2 MPa and the margin 1.9 MPa and thus the mean strength needed would be 21.9 MPa. The additional cost of the cementitious materials (together with any consequent costs arising from the additional heat of hydration, etc.) required to increase the mean strength from 21.9 MPa to 25.6 MPa should be balanced against the additional cost of Quality Control. On large projects it has been found that the choice of equipment and personnel to allow good Quality Control is practically always beneficial and well justified.

The compressive strength of RCC is usually measured by cylinder or cube specimens. Specimens can be prepared using a vibrating table for high-cementitious content mixtures, or can be compacted by tamping/vibrating hammer for lower-cementitious content mixtures. Test specimens of low-cementitious RCC prepared by tamping/vibrating hammer have sometimes been found to exhibit unrealistically high early-age strengths [9].

4.1.4. Segregation

No matter how good the laboratory properties of an RCC are, if the material segregates when transported, spread or compacted, the in-situ properties will fall below those achieved in the laboratory. A major objective in the proportioning of RCC mixtures is to produce a cohesive mixture with the least possible tendency to segregate. Low cementitious-content mixtures, if not proportioned properly, tend to segregate more because of the more granular nature of the mixture. This can be controlled to a certain extent by the aggregate gradation and by the addition of fines. Higher cementitious-content and more workable mixtures are usually more cohesive and less likely to segregate. Research during full-scale trials during the research project leading to Milton Brook (UK) [11], showed that segregation could be kept to a minimum if the coarse aggregate content was kept 1.5 to 2 % below its loose bulk density. The total gradation and shape of the aggregate should therefore be carefully considered in order to maximise the loose bulk density of the coarse aggregate and thus reduce the potential for segregation. Limiting the maximum size of aggregate (see Section 3.3.2) also helps reduce the potential for segregation.

4.1.5. Workability

Sufficient workability is necessary to achieve compaction or consolidation of an RCC. Workability is most affected by the paste portion of the mixture (i.e. cement,

mélange (i.e. ciment, pouzzolanes, eau, air occlus par entraîneur d'air – le cas échéant) et la teneur en granulats fins. La maniabilité des BCR est généralement mesurée par un appareil VeBe modifié [12, 13] ou au moyen de l'essai CV (Compactage par Vibration – VC, Vibrating Compaction, en anglais) au Japon [14]. Ces essais indiquent une durée de vibration pour la composition spécifique du BCR, ce temps de vibration étant une mesure de la maniabilité du BCR; cet essai est identique à l'essai d'affaissement (slump) utilisé pour le béton classique. Les essais donnent également une mesure de la densité du béton frais. Les BCR présentant une maniabilité convenable, permettant d'assurer un bon compactage et une densité uniforme entre le sommet et la base des couches, une bonne liaison des couches entre elles et un support satisfaisant pour le matériel de compactage, ont généralement une durée VeBe de 10 à 30 secondes ou une durée CV de 20 secondes. Cependant, les dosages des BCR ont conduit à un large domaine de niveaux de maniabilité, certains BCR contenant un volume de pâte tellement faible que la maniabilité ne peut être mesurée par aucun essai. Cela est particulièrement vrai pour les mélanges contenant une très faible teneur en liant ou ceux conçus pour les barrages en remblai dur où la maniabilité doit être estimée par des observations effectuées au cours de l'épandage et du compactage, ainsi que par des mesures de la densité après compactage et de la teneur en eau.

Le dosage en eau nécessaire à l'obtention d'un niveau spécifique de maniabilité est influencé par les dimensions, la forme, la texture et la granulométrie des granulats, ainsi que par le volume et la nature du liant et des matériaux fins.

4.1.6. Durabilité

La composition du BCR devra fournir le niveau de durabilité requis, compte tenu des conditions d'exposition au milieu ambiant, des matériaux utilisés et du niveau prévu de comportement. Le BCR ne doit pas être sujet à des détériorations résultant d'alcali-réaction, ce qui nécessite une étude et un choix convenables des matériaux (voir sous-chapitre 3.2.3.). Un adjuvant entraîneur d'air peut être utilisé pour assurer au BCR une résistance satisfaisante aux cycles de gel-dégel (voir sous-chapitre 3.4.), mais cela n'est possible que si la teneur en liant et la maniabilité permettent la formation des bulles d'air. On étudiera une teneur plus élevée en liant lorsqu'un BCR avec air occlus ne peut être obtenu, lorsque le BCR peut être exposé à une érosion résultant d'écoulements d'eau à vitesse élevée, où lorsque des zones de protection en béton classique ne peuvent être incorporées dans l'ouvrage. Les surfaces de BCR soumis à des écoulements ont eu un comportement satisfaisant lorsque l'exposition a été de courte durée et intermittente. Lors du choix des dosages pour la composition du BCR, la résistance au gel-dégel et à l'érosion ne posera pas de problèmes lorsqu'un béton classique de bonne qualité est utilisé sur les parements amont et aval, et sur la crête, ainsi que sur les surfaces des évacuateurs de crue. Par exemple, tous les barrages RCD ont un parement épais constitué d'un béton avec un faible rapport eau/ciment pour la résistance au gel-dégel et à l'érosion.

4.1.7. Conditions de construction

Les prescriptions et le matériel de construction seront considérés au cours de l'étude et du choix des dosages du béton. Par exemple, si les températures de l'air

pozzolan, water, entrained air (if used)) and the aggregate fines. Workability of RCC mixtures is normally measured using a modified VeBe apparatus [12, 13] or the VC test in Japan [14]. These tests produce a vibration time for the specific mixture that is a measure of the workability of the RCC, and is used as a similar control as the slump test is used for traditional concrete. The tests also give a measure of the fresh density of the concrete. RCC mixtures with the degree of workability necessary for ease of compaction and production of uniform density from top to bottom of the lifts, for bonding with previously-placed lifts and for support of compaction equipment, generally have a VeBe time of 10 to 30 seconds or VC time of 20 seconds. However, RCC mixtures have been proportioned with a wide range of workability levels some of which contain such a low-paste volume that workability cannot be measured using any such test. This is particularly true of those mixtures proportioned with a very low-cementitious content or those designed for hard-fill dams where workability must be judged by observations during placement and compaction, together with measurement of compacted density and moisture content.

The water demand for a specific level of workability will be influenced by the size, shape, texture and gradation of aggregates and the volume and nature of the cementitious and fine materials.

4.1.6. Durability

The RCC mixture should provide the required degree of durability based on the exposure conditions, the materials used and the expected level of performance. RCC should be free of damaging effects of alkali-aggregate reactivity by proper evaluation and selection of materials (see Section 3.2.3). Air-entrained RCC can be produced to provide adequate freeze-thaw resistance should it be required where the RCC is exposed (see Section 3.4), but only if there is sufficient cementitious material and workability for the air bubbles to form. Consideration should be given to a higher cementitious content where air-entrainment RCC cannot be achieved, where RCC may be exposed to erosion by flowing water, or where protective zones of traditional concrete cannot be incorporated into the structure. RCC hydraulic surfaces have performed well where exposure has been of short duration and intermittent. Freeze-thaw resistance and erosion should not be a concern during mixture proportioning where high-quality traditional concrete is used on the upstream, crest and downstream faces, and on the spillway surface. For example all RCD dams have thick facing concrete with a low water/cement ratio for freeze/thaw and erosion resistance.

4.1.7. Construction conditions

Construction requirements and equipment should be considered during the design of the mixture proportions. For example if the air temperatures at the site are

sur le site sont particulièrement élevées et/ou si les vitesses du vent sont grandes, on prendra beaucoup de soin à concevoir une composition du béton qui maintiendra sa maniabilité dans le temps et présentera un retard de prise aussi grand que possible afin que, lors de l'épandage d'une couche de BCR, le joint horizontal n'ait pas atteint un état rendant suspecte la liaison entre les couches.

4.2. MÉTHODES DE DOSAGE

Un certain nombre de méthodes ont été utilisées pour le choix des dosages d'un BCR. Elles peuvent être classées suivant deux approches générales : l'approche « béton » dans laquelle le rapport eau/liant est considéré, et l'approche « sols » dans laquelle la composition est conçue en utilisant une relation teneur en eau/densité. Les deux approches visent à produire un béton de qualité convenant au compactage par rouleau et à la construction du barrage.

Les dosages du BCR suivront la convention adoptée pour le béton classique – c'est-à-dire, l'identification de la masse de chaque constituant contenu dans un volume unitaire compacté de béton en se basant sur la condition SSD (saturated-surface-dry). Une raison pratique d'utilisation de cette convention standard est que la plupart des installations de malaxage de BCR nécessitent que les constituants du béton soient ainsi identifiés pour établir des données pour le système de contrôle de l'installation.

Lors du projet des premiers barrages BCR, ces deux approches furent utilisées [15]. Cependant, au cours de ces dernières années, on s'est orienté vers l'approche « béton », comme il en fut de même vers les BCR contenant des dosages élevés en liant (voir sous-chapitre 1.5.). Néanmoins, l'approche « sols » est toujours adoptée par certains projecteurs.

4.3. L'APPROCHE « BÉTON » POUR LE CHOIX DES DOSAGES

4.3.1. Méthodes de choix

Il y a plusieurs méthodes utilisant l'approche « béton » pour l'étude et le choix des dosages d'un BCR [16, 17, 18, 19, 20], incluant celles utilisées dans le cas des bétons RCD [21, 22]. Toutes les méthodes ont des ressemblances et suivent des procédures identiques, bien que des différences d'ordre mineur existent. Le procédé général est le suivant :

1. Optimiser les granulométries des granulats fins et des gros granulats, en vue d'obtenir le minimum de vides dans chaque catégorie, en ajoutant, si nécessaire, des fines aux granulats fins (on utilise généralement la masse volumique compactée pour les granulats fins et la masse volumique non compactée pour les gros granulats).
2. Choisir un rapport pâte/mortier approprié, afin que les vides dans les granulats fins soient remplis, ou présentent un léger excès de remplissage de

particularly high and/or there are high wind speeds, considerable care should be taken to design a mixture that will maintain its workability over time and one with as much retardation as possible so that when successive layers are placed the horizontal joint has not reached a condition that will make bond between the layers suspect.

4.2. APPROACHES TO MIXTURE PROPORTIONING

There are a number of methods that have been used for the selection of the mixture proportions of an RCC. Most of these fall under two general headings; the “concrete” approach in which the water/cementitious ratio is considered, and the “soils” approach in which the mixture is designed using a moisture/density relationship. Both approaches are intended to produce quality concrete suitable for roller compaction and dam construction.

RCC mixture proportions should follow the convention used in traditional concrete – that is, identifying the mass of each ingredient contained in a compacted unit volume of the mixture based on saturated-surface-dry (SSD) aggregate condition. A practical reason for use of this standard convention is that most RCC mixing plants require that mixture constituents be so identified for input for the plant-control system.

During the design of the early RCC dams, both of these approaches were being used [15]. However in recent years there has been a swing towards the ‘concrete’ approach in a similar way to the swing towards RCC containing higher cementitious contents (see Section 1.5). Nevertheless the “soils” approach is still being used by some Designers.

4.3. “CONCRETE” APPROACH TO SELECTION OF MIXTURE PROPORTIONS

4.3.1. Methods of selection

There are several methods that use the “concrete” approach for the design of the mixture proportions of an RCC [16, 17, 18, 19, 20] including that used for the design of RCD mixtures [21, 22]. All the methods have similarities and follow similar procedures although there are minor differences. The general procedure is as follows :

1. Optimise the gradation of the fine and coarse aggregates to produce minimum voids in each using additional fines in the fine aggregate if necessary (usually using the compacted bulk density for the fine aggregate and the loose bulk density for the coarse aggregate).
2. Choose an appropriate paste/mortar ratio so that the voids in the fine aggregate are filled, or slightly over-filled (the ratio is generally in the range

pâte (le rapport est généralement compris entre 0,38 et 0,46 – voir Fig. 11), et qu'il y ait une teneur adéquate en matériaux passant le tamis 45 μm .

3. Choisir des dosages en ciment Portland, en adjuvant minéral (le cas échéant), en eau et en adjuvant (le cas échéant) pour obtenir le dosage en pâte et la résistance moyenne prescrite (voir sous-chapitre 4.1.3.).
4. Déterminer le volume de gros granulats pour obtenir la maniabilité requise, en utilisant l'appareil VeBe.
5. Vérifier que la teneur en liant (et la teneur en fines, le cas échéant) est suffisante pour l'obtention de la perméabilité de projet (voir Fig. 10).
6. Vérifier que le rapport granulats fins/gros granulats est proche de l'optimum.
7. Vérifier que la chaleur d'hydratation est à l'intérieur des limites prévues.
8. Effectuer tous ajustements nécessaires et une nouvelle vérification du projet.

Dans une méthode [16], l'étape 3 est modifiée en vue de choisir la composition de coût minimal. Par exemple, si l'adjuvant minéral est moins coûteux que le ciment, la teneur en adjuvant minéral dans le liant sera plus élevée, tandis que si son coût est proche de celui du ciment Portland, une plus faible teneur en adjuvant minéral sera utilisée. Lorsque la teneur en adjuvant minéral du liant augmente, le dosage en liant lui-même doit être généralement augmenté en vue de satisfaire à la résistance prescrite (en outre, le dosage en eau devra souvent être réduit pour maintenir la même maniabilité).

4.3.2. Dosages en gros granulats et en granulats fins en vue d'obtenir le minimum de vides

Le dosage en gros granulats dépend des effets combinés de la masse volumique des granulats (i.e. des solides dans un volume de granulats non compactés ou compactés), de la surface des éléments et de la forme des éléments. Avant l'étude des dosages entrant dans la composition du béton, les granulats devant être utilisés seront séparés en plusieurs catégories dimensionnelles. Les diverses fractions seront recombinaées en diverses proportions jusqu'à ce que la masse volumique maximale (i.e. l'indice de vides minimal) soit obtenue et qu'ainsi la granulométrie globale soit définie. Lorsque les granulats sur le site sont séparés en plusieurs catégories granulométriques, la masse volumique peut généralement être contrôlée en modifiant la proportion de chaque catégorie; cela est l'un des avantages présentés par l'existence d'un certain nombre de différentes classes de granulats (voir sous-chapitre 3.3.4.).

Non seulement une masse volumique élevée présentera un indice des vides faible, mais il est probable que la ségrégation sera également réduite (voir sous-chapitre 4.1.4.).

Afin de minimiser l'indice des vides des granulats fins, les matériaux peuvent être séparés en deux classes (ce qui semble devenir de plus en plus courant) susceptibles d'être combinées suivant diverses proportions, et/ou une grande attention peut être portée à la conception de l'installation de production de granulats afin d'obtenir la meilleure forme et/ou la meilleure granulométrie, et/ou des fines peuvent être ajoutées aux granulats fins en vue de réduire l'indice des vides (et d'augmenter la masse volumique) [6, 23].

of 0.38 to 0.46 - see Fig. 11) with paste and that there is adequate material passing the 45- μ m sieve.

3. Proportion the Portland cement, mineral admixture (if any), water and admixture (if any) to obtain the required mean strength (see Section 4.1.3) to obtain the proportions of the paste.
4. Establish the volume of coarse aggregate to obtain the required workability, using the loaded VeBe apparatus.
5. Check that there is sufficient cementitious material (and a proportion of fines, if used) to provide the design permeability (see Fig. 10).
6. Check that the fine aggregate/coarse aggregate ratio is close to the optimum.
7. Check that the heat of hydration is within the expected limits.
8. Make any adjustments that are necessary and re-check the design.

In one method [16], Step 3 is modified to choose the minimum cost mixture. For example if the mineral admixture is cheap relative to the cement, a higher proportion of the cementitious content would be mineral admixture, whereas if it is near to the cost of the Portland cement, a lower proportion would be used. As the proportion of mineral admixture in the cementitious content increases, the cementitious content itself usually has to increase in order to meet the required strength (in addition the water content will frequently have to be reduced to maintain the same workability).

4.3.2. Proportioning the coarse and fine aggregates for minimum voids

The proportioning of coarse aggregates depends upon the combined effects of the bulk density of the aggregate (i.e. the solids in a volume of loose or compacted aggregate), the surface area of the particles and the particle shape. Prior to the design of the mixture proportions, the aggregate to be used (or an aggregate as close to that on the site as possible) should be separated into several sizes. The various fractions should be re-combined in different proportions until the maximum bulk density (i.e. minimum void ratio) is obtained and thus the overall gradation defined. When the aggregates on site are separated into several size fractions, the bulk density can usually be controlled by modifying the proportions of each size; this is one of the advantages of having a number of different sizes of aggregate (see Section 3.3.4).

Not only will a high bulk density have a low void ratio, it is probable that segregation will also be reduced (see Section 4.1.4).

In order to minimise the void ratio of the fine aggregate, either the material can be split into two sizes (as seems to be becoming increasingly popular) which can be combined in varying proportions, and/or considerable care can be taken with the design of the aggregate production plant to produce the best shape and/or gradation, and/or mineral fines can be added to the fine aggregate to reduce the void ratio (and increase the bulk density) [6, 23].

4.3.3. Dosage en pâte

Le dosage en eau d'un BCR peut beaucoup varier en fonction de plusieurs facteurs, dont la dimension maximale des granulats, la granulométrie et la forme des granulats (en particulier, celles des granulats fins), la quantité et la qualité des fines minérales dans le mélange, la quantité, les proportions et la qualité du liant, l'utilisation éventuelle d'adjuvants. Néanmoins, le dosage initial en eau du mélange sera déterminé d'après l'expérience que l'on a des matériaux en cours d'utilisation, ou de matériaux précédemment utilisés, ou à l'aide de Tableaux comme, par exemple, le Tableau 5.

Tableau 5

Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des granulats

Dimension maximale des granulats (mm)	150	75	50	38	19
Dosage en eau libre (kg/m ³)	85±	95±	100±	108±	117±

Note : Ces valeurs correspondent à un seul ensemble de granulats et à une seule maniabilité ; d'autres granulats et d'autres maniabilités conduiront à des dosages en eau différents ; cependant, la relation entre les différentes dimensions maximales restera identique.

Les proportions de ciment, de pouzzolanes et d'eau peuvent être obtenues par comparaison avec de précédents mélanges constitués de matériaux identiques, ou déduites de courbes standard [10]. L'estimation des dosages en pâte doit être vérifiée au moyen d'essais en laboratoire sur des échantillons des mélanges. Ces procédures peuvent être affinées pour déterminer le mélange de coût minimal [16] – voir sous-chapitre 4.1.3.

4.3.4. Détermination du rapport pâte/mortier

L'indice des vides des granulats fins, déterminé en utilisant l'essai de masse volumique compactée, est normalement de l'ordre de 34 à 42 %. L'indice réel des vides peut être un peu plus faible compte tenu des difficultés de mesures, mais cela importe peu étant donné que les teneurs minimales en ciment, pouzzolanes, air occlus et eau requises pour obtenir un béton compact doivent permettre de combler tous les vides des granulats fins et d'enrober tous les éléments de granulats. Le volume minimal de pâte peut ainsi être déterminé par des courbes de densité maximale, de la même façon que le dosage optimal en eau déterminé pour les sols. Le procédé peut être le suivant :

1. En utilisant la pâte précédemment déterminée, ajouter des granulats fins par quantités égales et mesurer la densité des échantillons par la méthode de compactage des sols ou de vibration prolongée.
2. Tracer la courbe de densité en fonction des volumes calculés de pâte.
3. Déterminer le volume de pâte produisant la densité maximale des échantillons de mortier. Ce volume de pâte, exprimé en pourcentage du volume total de mortier, sera augmenté de 5 à 10 % lors du dosage du mélange final. Pour les couches de liaison aux joints de reprise, le rapport minimal pâte/mortier sera augmenté de 20 à 25 %.

4.3.3. Proportioning the paste

The water content of RCC can vary widely depending upon many factors including the maximum size of aggregate, the gradation and shape of the aggregates (particularly the fine aggregate), the amount and quality of any mineral fines in the mixture, the amount, proportions and quality of the cementitious materials and whether any admixtures are being used. Nevertheless the initial water content of the mixture should be determined by experience of the materials being used or similar materials previously used or from Tables such as Table 5.

Table 5
Approximate water content of an RCC relative to the maximum size of aggregate

Maximum size of aggregate (mm)	150	75	50	38	19
Free water content (kg/m ³)	85±	95±	100±	108±	117±

Note : These figures are for one set of aggregates and one workability, other aggregates and other workabilities will require different water contents, however the relationship between the different maximum sizes will remain the same.

The proportions of the cement, pozzolan and water can then be obtained by comparison with previous mixtures with similar materials or from standard curves [10]. Having estimated the proportions of the paste they must be proved in laboratory trial mixes. These procedures can be refined to determine the minimum cost mixture [16] – see Section 4.1.3.

4.3.4. Determining the paste/mortar ratio

The void ratio of fine aggregate as determined using the compacted bulk density test normally ranges from 34 to 42 %. The actual void ratio may be somewhat smaller due to the inefficiency of the measurement, but it makes little difference since the minimum cement, pozzolan, entrained air and water contents required to achieve a solid volume must fill all the fine aggregate voids and coat all the aggregate particles. The minimum paste volume can thus be determined by maximum density curves in much the same way as optimum water content is determined for soils. The procedure can be as follows

1. Using the paste previously determined, add fine aggregate in equal increments and measure the density of specimens using extended vibration or soil-compaction procedures.
2. Plot density versus the calculated paste volumes.
3. Determine the paste volume producing maximum density of the mortar specimens. This paste volume, as a ratio of the total mortar volume, should be increased by 5 to 10 % in proportioning the final mixture. For bedding mixes for joints between layers, the minimum paste/mortar ratio should be increased by 20 to 25 %.

4.3.5. Dosage en gros granulats

Pour toute granulométrie, le volume minimal de granulats qui donne une consistance sans affaissement (slump) peut être obtenu en dosant le mortier pour produire à peu près la résistance requise (voir sous-chapitre 4.3.3.) et en ajustant les proportions de gros granulats et de mortier pour obtenir un slump de l'ordre de zéro. Au cours de ces ajustements, les proportions de granulats fins, de liant, d'eau et d'air occlus devront rester stables. La limite supérieure du volume de mortier correspond à la quantité créant tout juste les conditions de slump nul, de sorte que toute augmentation en quantité produira un slump mesurable. La durée de vibration requise pour consolider complètement ce mélange correspondra généralement à la raideur minimale permettant au béton de supporter les engins vibrants. Pour déterminer la durée de vibration, il faut maintenir constante la composition du mortier, augmenter le volume de gros granulats et diminuer le volume de mortier progressivement par quantités constantes. La durée de vibration sera déterminée au moyen de l'essai VeBe pour chaque incrément. La limite du volume de mortier produisant la consistance voulue sera reconnue lorsque l'augmentation des proportions de gros granulats conduira à une diminution substantielle en densité pour une énergie de compactage donnée.

Le Tableau 6 [10] constitue un guide approché pour le dosage en gros granulats d'un BCR.

Tableau 6

Volume absolu de gros granulats par volume unitaire de béton en fonction de la dimension maximale des granulats

Dimension maximale des granulats (mm)	150	75	50	38	19
Volume absolu (m ³ /m ³)	0.63-0.64	0.57-0.61	0.54-0.58	0.52-0.56	0.46-0.52

4.3.6. Méthode RCD

La méthode RCD d'optimisation des dosages du béton est basée sur la très grande expérience acquise au cours de la construction de nombreux barrages RCD au Japon. Elle est identique à l'approche « béton » (voir sous-chapitres 4.3.1. à 4.3.5.), mais utilise davantage l'appareil de mesure de la consistance CV (Compactage par Vibration) [14]. Il y a deux types d'appareil : l'appareil standard et un appareil de plus grande taille. Le dispositif d'essai CV avec le récipient standard est généralement utilisé.

Dans l'essai standard CV, le béton RCD, après écrêtage des gros granulats à 40 mm par voie humide, est introduit dans le récipient standard. Le béton RCD est ensuite vibré. Le temps de vibration, en secondes, nécessaire à l'apparition de la pâte sur toute la surface du béton RCD est pris comme valeur CV standard. La valeur CV optimale du béton RCD pour un compactage par rouleau vibrant a été estimée à 20 secondes.

L'appareil de grande taille est utilisé dans le cas du béton RCD avec granulats en vraie grandeur. La valeur CV est désignée sous le terme valeur CV « grande

4.3.5. Proportioning the coarse aggregate

For any grading of aggregate, the minimum aggregate volume producing no-slump consistency can be established by proportioning the mortar fraction to yield the approximate strength required (see Section 4.3.3) and adjusting the proportions of coarse aggregate and mortar to achieve a zero slump. The proportions of fine aggregate, cementitious material, water and any entrained air should remain in a fixed relationship during these adjustments. The upper limit of mortar volume corresponds to the quantity barely producing zero-slump conditions, so that any increase in quantity will produce a measurable slump. The vibration time required to consolidate this mixture fully will generally correspond to the minimum stiffness necessary to support the vibratory equipment. To determine the vibration time, the proportions of the mortar should be kept constant and the coarse aggregate volume be increased and the mortar volume decreased in equal increments. The vibration time should be determined using the loaded VeBe test for each incremental change. The outer limit of mortar volume for consistency will be recognised when the incremental increase in coarse aggregate proportions results in a substantial decrease in density for a given compactive effort.

An approximate guide to the proportion of coarse aggregate in an RCC is shown in Table 6 [10].

Table 6

Absolute volume of coarse aggregate per unit volume of concrete relative to the maximum size of aggregate

Maximum size of aggregate (mm)	150	75	50	38	19
Absolute volume (m ³ /m ³)	0.63-0.64	0.57-0.61	0.54-0.58	0.52-0.56	0.46-0.52

4.3.6. RCD method

The RCD method of optimising the mixture proportions is based on considerable experience acquired during the construction of many RCD dams in Japan. It is similar to the “concrete” approach (see Sections 4.3.1 to 4.3.5) but makes greater use of the VC consistency apparatus [14]. There are two different apparatus : the standard apparatus and a larger apparatus. The VC testing device with the standard container is in general use.

In the standard VC test, the RCD, with aggregates larger than 40 mm removed by wet-screening, is placed into the standard container. The RCD in the container is then vibrated. The time in seconds when the paste covers up to the whole surface of the RCD is defined as a standard VC value. The optimum VC value of RCD for compaction by vibratory roller has been determined as 20 seconds.

The larger apparatus is used for RCD with full-sized aggregates. This VC value is called the large-sized VC value. A 60-second vibration time with the larger

taille ». On a constaté qu'une durée de vibration de 60 secondes avec l'appareil grande taille était équivalente à une durée de vibration de 20 secondes avec l'appareil standard.

Le procédé d'étude des dosages du béton RCD est le suivant :

1. Choisir le dosage en liant. Un dosage de 120 kg/m^3 est adopté pour la plupart des barrages, une valeur de 130 kg/m^3 étant toutefois adoptée pour les barrages de grande hauteur et pour ceux nécessitant des résistances plus élevées. Trente pour cent du liant est constitué généralement de cendres volantes, bien que du laitier de haut fourneau, granulé broyé, ait été utilisé dans un barrage récent [24].
2. Choisir le rapport granulats fins/gros granulats donnant la valeur CV minimale.
3. Choisir la teneur en eau qui correspond à une valeur CV (appareil standard) de 20 secondes.
4. Vérifier la densité, la résistance à la compression et le fini de la surface du béton.
5. Déterminer les dosages définitifs du béton.
6. Effectuer des essais de compactage sur des échantillons de grandes dimensions au moyen de l'appareil CV de grande taille [25].

Outre les procédés susmentionnés, l'utilisation de poudre de calcaire comme fines minérales dans les granulats fins de bétons RCD a été étudiée. Des avantages significatifs en termes de consistance et de résistance ont été constatés [26].

4.4. L'APPROCHE « SOLS » POUR LE CHOIX DES DOSAGES

4.4.1. Méthode de la densité maximale [27]

Cette méthode est une approche géotechnique identique à celle utilisée pour le choix des dosages du sol-ciment et des mélanges avec stabilisation par du ciment. Au lieu de déterminer le dosage en eau par mesure de la durée VeBe, ou à partir d'observations visuelles du comportement, on définit le dosage en eau au moyen de la relation dosage en eau/densité d'échantillons compactés [28].

Des modifications peuvent également être apportées à cette méthode, en fonction de la composition du mélange et de la dimension maximale nominale des granulats. Le matériel de compactage peut être du type Proctor normal ; ce matériel peut faire l'objet de certaines modifications en vue de l'adapter aux mélanges contenant des granulats de grandes dimensions ; on peut également utiliser une méthode de damage/vibration qui simule le matériel de compactage de chantier et conduit à des densités identiques.

Dans cette méthode, une série de mélanges est préparée, couvrant une plage de dosages en eau. Chaque mélange préparé est compacté avec application d'une énergie standard. La densité maximale et le dosage en eau optimal sont déterminés à partir d'un graphique des densités en fonction des dosages en eau des échantillons

apparatus has been found to be equivalent to a 20-second vibration time with the standard apparatus.

The procedure for the design of the mixture proportions of the RCD is as follows :

1. Select the cementitious material content. 120 kg/m^3 is used for most dams although 130 kg/m^3 is used for high dams and for those requiring higher strengths. Thirty percent of the cementitious material is usually flyash, although ground-granulated blast-furnace slag has been used in a recent dam [24].
2. Select the fine aggregate/coarse aggregate ratio giving the minimum VC value.
3. Select the water content that corresponds to a VC (standard apparatus) of 20 seconds.
4. Review the density, compressive strength and surface finish of the concrete.
5. Choose the final mixture proportions.
6. Undertake trial compaction of large-sized specimens in the larger VC apparatus [25].

In addition to the above procedures, the use of limestone dust as mineral fines in the fine aggregate in RCD mixtures has been investigated. This showed significant benefits in terms of consistency and strength [26].

4.4. “SOILS” APPROACH TO SELECTION OF MIXTURE PROPORTIONS

4.4.1. Maximum density method [27]

This method is a geotechnical approach similar to that used for selecting the mixture proportions of soil-cement and cement-stabilised base mixtures. Instead of determining the water content by VeBe time or visual performance, the desired water content is determined by water content/density relationship of compacted specimens [28].

Variations of this method can also be used, depending upon the mixture composition and nominal maximum size of aggregate. Compaction equipment may be Standard Proctor, some variation of this equipment better suited for larger-aggregate mixtures, or an alternate tamping/vibration method that simulates field compaction equipment and obtains similar densities.

In this method a series of mixtures are prepared and batched, having a range of water contents. Each prepared mixture is compacted with a standard effort. The maximum density and optimum water content are determined from a plot of density versus water content for the compacted specimens at each cementitious content.

compactés, pour chaque dosage en liant. Le dosage en eau adopté est en général légèrement plus élevé (de l'ordre de 1 %) que la valeur optimale déterminée en laboratoire, en vue de compenser la perte de teneur en eau pendant le transport, le déchargement et l'épandage. Des échantillons de BCR sont ensuite préparés, à la teneur en eau optimale ou désignée, pour les essais de résistance, correspondant à chaque teneur en liant.

4.4.2. Méthode des mélanges soumis à des essais [29, 30]

Cette méthode de dosage ne tient pas compte de la relation faisant intervenir le rapport eau/liant et est généralement associée à des mélanges ayant un faible dosage en liant et un niveau de maniabilité qui ne peut être mesuré au moyen de l'appareil VeBe modifié. Les granulats choisis dans cette méthode de dosage sont généralement ceux comportant un traitement minimal. Le liant, l'eau et les fines sont dosés en vue d'obtenir la résistance, la maniabilité et le volume de pâte prescrits, l'expérience du projeteur intervenant à ce propos. Des informations pour des comparaisons de comportement ne sont généralement pas disponibles et un programme étendu d'essais en laboratoire sur des échantillons de mélanges est nécessaire. Les mélanges sont dosés pour le niveau de maniabilité visuelle souhaité, en utilisant une fourchette de dosages en ciment et en adjuvants minéraux, de dosages en fines et d'autres variables. La famille de courbes de comportement qui en résulte est utilisée pour déterminer les dosages permettant d'obtenir les propriétés souhaitées.

4.5. AFFINEMENT DES DOSAGES

4.5.1. Mélanges pour essais en laboratoire

Il est recommandé qu'une série de mélanges soit dosée et étudiée en laboratoire pour couvrir le domaine potentiel des prescriptions de comportement. Cette pratique permettra d'apporter ultérieurement des modifications ou des ajustements aux dosages, sans qu'il soit nécessaire de répéter le programme d'essais.

Plusieurs caractéristiques peuvent être déterminées par examen visuel des échantillons d'essai préparés en laboratoire. La répartition des granulats dans le mélange, la cohésion et la tendance à la ségrégation peuvent être observées en manipulant le BCR au laboratoire. La texture du mélange, qu'elle soit dure, non maniable, graveleuse, pâteuse, lisse, etc., peut être constatée à la vue ou au toucher. Ces caractéristiques seront enregistrées pour chaque mélange.

Des essais en laboratoire, portant sur la température, la consistance, le poids volumique et la teneur en air, seront exécutés sur le BCR frais correspondant à chaque mélange d'essai. En outre, des éprouvettes seront préparées pour des essais de résistance à la compression à divers âges, généralement 7, 14, 28, 56, 90, 120, 180 jours et 1 an, en vue de connaître les caractéristiques du gain de résistance de chaque mélange. Ces éprouvettes peuvent également être utilisées pour déterminer le module d'élasticité et le coefficient de Poisson aux âges choisis. D'autres éprouvettes peuvent être confectionnées pour des essais de résistance à la traction (méthode indirecte par fendage-essai brésilien- et/ou méthode directe) à divers âges,

The actual water content used is usually slightly higher (plus about 1 %) than the optimum value determined in the laboratory to compensate for moisture loss during transporting, placing and spreading. RCC specimens are then made at optimum or the designated water content for strength testing at each cementitious content.

4.4.2. Trial mixture method [29, 30]

This proportioning method ignores the water/cementitious ratio relationship and is generally associated with low-cementitious content mixtures with a level of workability that cannot be measured by testing used the modified VeBe apparatus. Aggregates selected for use in this proportioning method are often those with minimal processing. Cementitious materials, water and fines are proportioned in quantities to yield necessary strength, workability and paste volume requirements based on the experience of the Designer. Comparative performance information is usually not available and an extensive laboratory trial mix programme is necessary. Mixtures are proportioned to the desired visual workability level for a range of cementitious contents and mineral admixture substitutions, fines contents and other variables. The resulting family of performance curves is then used to determine the materials proportions that will obtain the desired properties.

4.5. REFINEMENT OF MIXTURE PROPORTIONS

4.5.1. Laboratory trial mixes

It is recommended that a series of mixtures be proportioned and investigated in the laboratory to encompass the potential range of performance requirements. This practice will allow later modifications or adjustments to be made to the mixture proportions without necessarily having to repeat the trial mix programme.

Several characteristics can be determined by visual examination of laboratory-prepared trial mixtures. Distribution of aggregate in the mixture, cohesiveness and tendency to segregate can be observed by handling the RCC in the laboratory. The texture of the mixture, whether it is harsh, unworkable, gritty, pasty, smooth, etc. can be seen and felt with the hand. These characteristics should be recorded for each mixture.

Laboratory tests, including temperature, consistency, unit weight and air content, should be conducted on the fresh RCC produced from each trial mixture. In addition, specimens should be prepared for compressive strength testing at various ages, usually 7, 14, 28, 56, 90, 120, 180 days and 1 year to derive the strength-gain characteristics of each mixture. These specimens can also be used for determination of static modulus of elasticity and Poisson's ratio at selected ages. Additional specimens can also be manufactured for indirect (Brazilian) tensile strength and/or direct tensile strength at various ages to establish their relationship to compressive strength and to provide parameters for use in the structural analysis.

en vue d'établir la relation avec la résistance à la compression et d'obtenir des paramètres pour le calcul de l'ouvrage. La cure d'autres échantillons à 60° pendant 24 heures peut fournir une indication anticipée sur la résistance à la compression à long terme, utile pour l'assurance qualité ultérieure au cours de la construction.

Dans le cas de projets importants, des éprouvettes pour l'étude des propriétés thermiques – augmentation adiabatique de la température, coefficient de dilatation thermique, chaleur spécifique et diffusivité – sont généralement préparées à partir d'un ou plusieurs mélanges BCR choisis. Des éprouvettes destinées à des essais spéciaux, tels que des essais de fluage, de capacité de déformation, de résistance au cisaillement, sont parfois confectionnées également pour des mélanges choisis.

4.5.2. Mélanges pour essais en laboratoire de chantier

Le but principal des programmes d'essais exécutés au laboratoire du chantier sur des mélanges est d'indiquer les dosages qui conduiront au comportement prévu du béton, après sa fabrication et sa mise en place sur le chantier. Cependant, les conditions de laboratoire reproduisent rarement, de façon parfaite, les conditions de chantier, du fait du niveau de précision des opérations de dosage, des différences dans la taille du malaxeur et dans l'opération de malaxage, des changements dans les matériaux et dans leurs granulométries, du matériel de compactage, de la cure du BCR et du temps entre l'apport d'eau et le compactage. Malgré ces différences, les programmes d'essais en laboratoire se sont avérés efficaces pour évaluer le comportement du BCR et réduire les ajustements sur le chantier.

Les ajustements ultimes seront apportés aux dosages du mélange en se basant sur les essais effectués dans le laboratoire de chantier et sur des gâchées d'essai en vraie grandeur, utilisant les installations de production des matériaux et la centrale à béton qui serviront en définitive à la construction du barrage. Ces essais peuvent porter sur les points suivants :

- Ajustement des granulométries, pour tenir compte des matériaux réels provenant des tas de stockage de chaque classe individuelle – le début de la production des granulats, bien en avance sur la mise en place du béton, permet un tel ajustement (voir sous-chapitre 3.3.1.).
- Correction des dosages en poids pour tenir compte des teneurs en eau des granulats.
- Ajustement du dosage en eau pour l'obtention de la consistance ou du niveau de maniabilité souhaité, en se basant sur la compactibilité du BCR.

4.5.3. Essais en vraie grandeur

Avant la mise en place du béton dans le barrage, il est fortement recommandé que le BCR proposé soit dosé et malaxé dans la centrale à béton, déchargé, épandu et compacté sur une planche d'essai en vraie grandeur, avec utilisation des procédés et matériel de construction, et intervention du personnel chargé de la construction du barrage. L'essai en vraie grandeur fournira de précieuses informations sur la nécessité éventuelle d'apporter de légères modifications aux dosages du béton, et peut être utilisé pour déterminer le degré de compactage (nombre de passes d'un rouleau vibrant)

Heat curing of additional specimens at 60° for 24 hours can provide an early indication of the long-term compressive strength for later quality assurance during construction.

On major projects specimens for thermal properties, including adiabatic temperature rise, coefficient of thermal expansion, specific heat, and diffusivity, are usually manufactured from one or more selected RCC mixtures. Specimens for specialised tests such as creep, strain capacity and shear strength may also be manufactured for selected mixtures.

4.5.2. Site laboratory trial mixes

The primary purpose of laboratory trial mix programmes is to provide proportions that when batched, mixed and placed in the field, will perform as intended. However, laboratory conditions seldom perfectly duplicate field conditions due to batching accuracies, differences in mixer size and mixing action, changes in materials and material gradings, compaction equipment, RCC curing and time between adding water and compaction. In spite of these differences, laboratory programmes have proved to be an effective means to assess the RCC performance and to minimise adjustments on site.

Final adjustments to the mixture proportions should be made based on site laboratory testing and full-scale trial batches using the materials and concrete plant that will eventually be used for the construction of the dam. These trials can investigate the following :

- Adjustment of aggregate gradations based on actual materials from the stockpiles of each individual size – the start of aggregate production well in advance of RCC placement can make this possible (see Section 3.3.1)
- Correction of batch weights for aggregate moisture contents, and
- Adjustment of water content for the desired consistency or degree of workability based on the compactibility of the RCC.

4.5.3. Full-scale trial

Prior to placement in the dam, it is strongly recommended that the proposed RCC be proportioned and mixed in the concrete plant and placed, spread and compacted in a full-scale trial using the specified construction procedures and equipment and the personnel that will be used for the construction of the dam. The full-scale trial should provide valuable information on the need for minor modifications to the mixture proportions and can be used to determine the compactive effort (number of passes of the vibratory rollers) required for full

nécessaire pour obtenir un compactage optimal du BCR. Un essai en vraie grandeur peut également servir à examiner visuellement le potentiel de ségrégation dans des conditions spécifiques, l'état des surfaces des levées, les méthodes de traitement de ces surfaces et tout autre aspect de la construction nécessitant un examen.

4.6. DOSAGES TYPES

Le Tableau 7 donne des détails sur les dosages de la pâte pour chaque classe de barrage BCR, ces données étant déduites de la plupart des barrages BCR achevés ou en cours de construction à la fin de l'année 1996.

Les dosages en ciment Portland des barrages BCR à faible teneur en liant et à teneur moyenne en liant sont très semblables, la différence entre les deux types de barrage étant un dosage en adjuvants minéraux nettement plus important et un dosage en eau légèrement plus faible dans les barrages à teneur moyenne en liant. Les barrages à teneur élevée en liant et les barrages RCD ont des dosages en ciment un peu plus élevés et des dosages en eau un peu plus faibles que les deux autres types de barrages; cette dernière caractéristique, dans le cas des barrages RCD, résulte sans doute de l'utilisation d'adjuvants et, dans le cas des barrages à teneur élevée en liant, du dosage nettement plus élevé en adjuvants minéraux, qui non seulement permet une réduction du dosage en eau, mais conduit également à une augmentation importante de la maniabilité. L'augmentation de la teneur en pâte a été obtenue essentiellement par une augmentation du dosage en adjuvants minéraux; le rapport pouzzolanes/liant passe de 0,17 dans le cas des barrages BCR à faible teneur en liant, à 0,48 pour les barrages BCR à teneur moyenne en liant, et à 0,57 pour les barrages BCR à teneur élevée en liant. Les barrages RCD ont généralement un rapport pouzzolanes/liant de l'ordre de 0,30.

Tableau 7
Dosages de la pâte de barrages BCR

Classification		Teneur faible en liant	RCD	Teneur moyenne en liant	Teneur élevée en liant
<i>Dosage en ciment :</i>					
Nombre		13	34	31	71
Moyenne	(kg/m ³)	63	88	63	83
Maximum	(kg/m ³)	95	96	125	154
Minimum	(kg/m ³)	0	42	0	46
<i>Dosage en adjuvants minéraux :</i>					
Nombre		13	34	31	71
Moyenne	(kg/m ³)	13	35	57	111
Maximum	(kg/m ³)	90	78	130	225
Minimum	(kg/m ³)	0	24	0	40
<i>Dosage en eau :</i>					
Nombre		13	33	22	71
Moyenne	(kg/m ³)	121	95	115	101
Maximum	(kg/m ³)	168	110	145	136
Minimum	(kg/m ³)	87	75	95	73
Rapport pouzzolanes/liant		0,17	0,28	0,48	0,57
Rapport eau/liant		1,59	0,77	0,96	0,52

compaction of the RCC. A full-scale trial can also be used to visually examine the potential for segregation under specific conditions, the condition of the lift surfaces, the treatment methods of those surfaces and any other aspect of the construction that requires review.

4.6. TYPICAL MIXTURE PROPORTIONS

Table 7 contains details of the mixture proportions of the paste for each classification of RCC dam, based on most of the RCC dams completed and under construction at the end of 1996.

The Portland cement content of the low-cementitious RCC and medium-cementitious RCC dams are very similar, the difference between the two types of dam being a significantly higher mineral admixture content and slightly lower water content in the medium-cementitious dams. The high-cementitious and RCD dams have rather higher cement contents and rather lower water contents than the other two types of dam, the latter in the case of the RCD dams possibly due to the use of admixtures and in the case of the high-cementitious content dams due to the very much higher mineral admixture content that not only allows a reduction in water content but also a significantly increased workability. Essentially the increased paste content has been achieved by an increased content of mineral admixture and the pozzolan/cementitious ratio increases from 0.17 with the low-cementitious RCC dam to 0.48 for medium-cementitious dams to 0.57 for high-cementitious content RCC dams. RCD dams generally have a pozzolan/cementitious ratio of 0.30.

Table 7
Mixture proportions of the paste of RCC dams

Classification		Low-cementitious	RCD	Medium-cementitious	High-cementitious
<i>Cement content :</i>					
N°	N°	13	34	31	71
Mean	(kg/m ³)	63	88	63	83
Maximum	(kg/m ³)	95	96	125	154
Minimum	(kg/m ³)	0	42	0	46
<i>Mineral admixture content :</i>					
N°	N°	13	34	31	71
Mean	(kg/m ³)	13	35	57	111
Maximum	(kg/m ³)	90	78	130	225
Minimum	(kg/m ³)	0	24	0	40
<i>Water content :</i>					
N°	N°	13	33	22	71
Mean	(kg/m ³)	121	95	115	101
Maximum	(kg/m ³)	168	110	145	136
Minimum	(kg/m ³)	87	75	95	73
Pozzolan/cementitious ratio		0.17	0.28	0.48	0.57
Water/cementitious ratio		1.59	0.77	0.96	0.52

Cependant, la différence la plus frappante entre les quatre classes est le rapport eau/liant (bien qu'un certain nombre de barrages BCR à faible teneur en liant soient conçus sans référence à ce facteur – voir sous-chapitre 4.4.2.). Les barrages à teneur élevée en liant ont, en moyenne, un rapport eau/liant relativement bas, tandis que celui des barrages RCD est un peu plus élevé, celui des barrages BCR à teneur moyenne en liant étant encore plus élevée, et celui des barrages BCR à faible teneur en liant étant trois fois environ plus élevé que celui des barrages à teneur élevée en liant. Les conséquences de l'utilisation d'un tel rapport élevé eau/liant seront soigneusement évaluées lors de la conception d'un BCR ayant de telles proportions de dosage.

4.7. REFERENCES

1. McCONNELL, A.D.
Discussion to Q.57
XVth ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Vol. 5
2. SCHRADER, E.K.
Behaviour of completed RCC dams
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
3. DUNSTAN, M.R.H.
The state-of-the-art of RCC dams
International Journal of Hydropower and Dams, London, March 1994
4. DUNSTAN, M.R.H.
Discussion to Q. 62
XVIth ICOLD Congress, San Francisco, 1988, Vol. 5
5. DUNSTAN, M.R.H.
Expert summary to Topic D of Q. 57
Q. 57-D. 20, XVth ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Vol. 5
6. KREMPEL, A.F. and ANDRIOLO, F.R.
The use of basaltic crushed powder filler in the RCC
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
7. HOLLINGWORTH, F. and DRUYTS, F.H.W.M.
Rollcrete : some applications to dams in South Africa
Water Power and Dam Construction, London, January 1986
8. JAPANESE MINISTRY OF CONSTRUCTION
Design and Construction Manual for RCD concrete
Technology Centre for National Land Development, Tokyo, 1981
9. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Roller-compacted concrete
ACI Committee 207, Chicago, 1997

However the most striking difference between the four approaches is the water/cementitious ratio (although a number of the low-cementitious RCC dams are designed without reference to this factor – see Section 4.4.2). The high-cementitious dams have, on average, a relatively low water/cementitious ratio while that of the RCD dams is somewhat higher, the medium-cementitious dams higher still and the low-cementitious RCC dams some three times higher than the high-cementitious dams. The ramifications of using such a high water/cementitious ratio should be carefully evaluated when designing an RCC with such mixture proportions.

10. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Guide for selecting proportions for no-slump concrete
ACI Committee 211, Chicago, 1997
11. DUNSTAN, M.R.H.
Rolled concrete for dams - construction trials using high flyash content concrete
CIRIA Technical Note 106, London, May 1981
12. BRITISH STANDARDS INSTITUTION
Methods of testing concrete : Part 104 : Methods of testing fresh concrete
BS1881 : 1983
13. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Determining consistency and density of roller-compacted concrete using a vibrating table
Standard Specification C1170, ASTM, Philadelphia
14. NAGAYAMA, I.
A study on mixture design of RCD by large-sized specimen compaction device
Engineering for Dams, N° 62, 1991 (in Japanese)
15. ICOLD
Roller compacted concrete for gravity dams
Bulletin N° 75, ICOLD, Paris, 1989
16. DUNSTAN, M.R.H.
A method of design for the mix proportions of roller-compacted concrete to be used in dams
Q. 57-R. 41, XVth ICOLD Congress, Lausanne, 1985, Vol. 2
17. DOLEN, T.P.
Mixture proportioning concepts and quality control for RCC dams
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
Beijing, China, November 1991
18. USACE
Roller-compacted concrete
Engineer Manual N° 1110-2-2006, Washington, D.C., February 1992

19. TATRO, S.B and HINDS, J.L.
Roller-compacted concrete mix design
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
20. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Standard practice for selecting proportions for no-slump concrete
ACI Committee 211.3, Chicago, 199*
21. JAPANESE MINISTRY OF CONSTRUCTION
Design and Construction Manual for RCD concrete
Technology Centre for National Land Development, Tokyo, 1981
22. FUJISAWA, T., NAGAYAMA, I. and WATANABE, K.
A study on mixture design of RCD concrete using standard specimen
compaction device
C. 5, IXXth ICOLD Congress, Florence, 1997, Vol. 1
23. PINILLA, L.
Pangue Dam construction
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
24. NAKAMURA, E. and HARADA, T.
The properties of RCD with blast-furnace cement
Engineering for Dams, Extra issue, 1991 (in Japanese)
25. SHIMIZU, S. and YANAGIDA, T
Large-sized specimen compaction device in RCD construction method
Engineering for Dams, N° 26, 1988 (in Japanese)

26. MATSUSHIMA, T., YASUMOTO, T. and TETSUYA, O
Improvement of RCD properties by fine particles of limestone
Engineering for Dams, Extra issue, 1991 (in Japanese)
27. EEVES, G.N. and YATES, L.B.
Simplified design and construction control for roller-compacted concrete
in Roller-compacted concrete, ASCE, New York, 1985
28. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Test method for laboratory compaction : characteristics of soil using modified
effort
Standard Specification D1557, ASTM, Philadelphia, 1991
29. USACE
Concrete report - Willow Creek dam (Final Report)
US Army Corps of Engineers, Walla Walla District, Oregon, August 1984
30. GAEKEL, L. and SCHRADER, E.K.
RCC mixes and properties using poor quality materials – Concepción dam
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
31. FORBES, B.A.
The development and testing of roller-compacted concrete for dams in
Australia
Q. 62-R. 6, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988

5. CONSTRUCTION

5.1. GÉNÉRALITÉS

Les dispositions générales, l'organisation et la logistique concernant la construction des barrages BCR diffèrent quelque peu de celles adoptées dans la construction des barrages en béton de masse classique. Au lieu de la construction verticale en plots indépendants, celle des barrages BCR comporte la mise en place du béton en couches relativement minces sur une grande surface, en plaçant une série de routes de chantier l'une au-dessus de l'autre en une rapide succession. Si un problème survient sur une couche, il doit être résolu avant la mise en place des couches suivantes. Il n'y a pas d'autres plots sur lesquels on pourrait travailler pendant l'examen du problème. Il est donc important que toutes les opérations connexes, telles que le nettoyage des fondations, les accès et la livraison des matériaux et des éléments noyés dans le béton, soient examinées et programmées bien à l'avance. Lorsqu'apparaissent des problèmes techniques, la responsabilité et l'autorité pour les actions à mener en vue de résoudre ces problèmes doivent relever du chantier.

La mise en place du béton de masse classique conduit généralement à un rapport élevé hommes-heures/volume mis en place, du fait des activités faisant appel à une main-d'œuvre importante, telles que le déplacement des coffrages, la préparation des joints et la consolidation du béton au moyen de pervibrateurs. Le BCR présente habituellement un faible rapport hommes-heures/volume mis en place en raison de l'utilisation d'engins mécaniques pour l'épandage et le compactage du béton, l'utilisation de coffrages étant moindre et la préparation des joints réduite.

Les dispositions générales des installations de chantier seront conçues avec soin pour minimiser les besoins en énergie, que le béton soit transporté par camions, par tapis ou autres moyens. Les distances complètes de transport, les manipulations verticales et l'exposition du béton frais au soleil et aux aléas climatiques doivent être réduites au minimum. Souvent, la centrale à béton peut être installée dans la zone de la future retenue juste en amont du barrage, mais on devra veiller à éviter toutes inondations en cas de crues dépassant la capacité des ouvrages de dérivation.

Des entraves aux cadences de mise en place et de compactage du BCR peuvent réduire la vitesse de bétonnage, et donc diminuer la qualité et augmenter les coûts. Le ravitaillement des engins en carburant, la construction des coffrages et l'assemblage des éléments à noyer dans le béton doivent être étudiés et programmés afin que la plus grande partie du travail puisse être effectuée ailleurs que sur le barrage ou, si nécessaire, depuis une levée durant les temps morts de changements d'équipes. Pour des raisons de sécurité, d'efficacité et de réduction maximale de la pollution, tous les véhicules et personnel non indispensables seront écartés des zones de bétonnage et de circulation des engins.

Un Manuel de Construction (en réalité, un état de méthodes, dont l'application est maintenant obligatoire pour tous les barrages BCR chinois) peut être utile. Il permet de vérifier que chaque opération est soigneusement conçue et programmée. Cependant, un tel Manuel doit faire l'objet d'une révision à intervalles réguliers afin qu'il tienne compte des changements de conditions au cours de la construction.

5. CONSTRUCTION

5.1. GENERAL

The layout, planning and logistics for construction of RCC dams are somewhat different from those of traditional mass concrete dams. Instead of vertical construction with independent monoliths, RCC construction involves placing relatively thin lifts over a large area, essentially placing a series of roads one on top of the other in rapid succession. If a problem develops on a given layer, it has to be resolved before any subsequent layers can be placed. There are no alternate monoliths on which to work while a problem is being studied. It is therefore important that all related activities such as foundation clean-up, access and delivery of materials and embedded parts be planned and programmed well ahead of time. When problems of an engineering nature develop, responsibility and authority to act on those problems should ideally be at site level.

Traditional mass concrete placement usually requires a high ratio of man-hours to volume placed due to labour-intensive activities, such as raising formwork, joint preparation and consolidating concrete with immersion vibrators. RCC usually has a lower ratio of man-hours to volume placed because of the use of mechanised equipment for spreading and compacting the concrete, less formwork and reduced joint preparation.

The plant layout should be carefully planned to minimise energy requirements whether the RCC is transported by trucks, by conveyor or other means. Overall haul distances, vertical lift, and exposure of the fresh concrete to sun and weather should be minimised. The concrete plant can often be located in the future reservoir area just upstream of the dam but care should be taken to avoid inundation in the event of floods exceeding the diversion capacity.

Impediments to placement and compaction rates can reduce the speed of the RCC placement and thus reduce the quality and increase costs. Fuelling of plant, construction of formwork, and assembly of embedded items should be planned and programmed so that the majority of work can be done off the dam or, if necessary, from the top of a lift during shift changes and/or down-time for the placing crew. For safety, efficiency, and minimal contamination, all unnecessary vehicles and personnel should be kept out of the placing areas and equipment routes.

A Construction Procedure Manual (effectively a Method Statement, now obligatory for all Chinese RCC dams), can be useful. It makes sure that every activity is carefully planned. However such a Manual must be reviewed at regular intervals so that it takes account of changing circumstances during construction.

5.2. PRODUCTION DES GRANULATS

Le stockage des granulats et l'implantation de la centrale à béton peuvent avoir une plus grande importance pour un barrage BCR que pour un barrage en béton classique. Fréquemment, de très grands stockages sont nécessaires avant le début de la mise en place du BCR (voir sous-chapitre 3.3.1.). Parmi les raisons qui nécessitent cela, on peut indiquer :

- Les prescriptions techniques de projet, telles que la production de granulats durant l'hiver afin qu'ils soient stockés à une température plus basse que celle correspondant à des opérations au cours de l'été.
- Il peut être facile de mobiliser et d'avoir une pleine production de granulats au moment où les travaux sur le chantier viennent de démarrer.
- La consommation de granulats au cours de la mise en place du BCR peut dépasser la cadence maximale de production de granulats.
- Avec d'importants stockages, les matériaux produits qui occasionnellement ne répondent pas aux spécifications peuvent être épandus sur des matériaux acceptables afin de produire un mélange satisfaisant aux spécifications.

La majorité des barrages BCR ont maintenant des granulats séparés en quatre ou cinq classes (voir Fig. 8), avec une dimension maximale de granulats de l'ordre de 75 ± 15 mm (voir Fig. 7). Avec de tels granulats, l'installation de production de ces matériaux doit être soigneusement conçue et organisée.

L'emplacement et les dimensions des stocks de granulats, ainsi que la méthode de transport des granulats entre les stocks et la centrale à béton doivent être étudiés avec soin pour minimiser le risque de ségrégation et de variation de granulométrie. Compte tenu des cadences généralement très élevées de production de BCR, plusieurs engins chargeurs ou un système de bandes transporteuses peuvent être nécessaires pour maintenir pleines les trémies à la centrale à béton.

5.3. FABRICATION DU BCR

Les bétonnières pour la fabrication du BCR doivent être de capacité suffisante pour répondre aux cadences élevées de mise en place et doivent malaxer convenablement les composants. La bétonnière doit fonctionner avec peu ou pas de baisse de cadence, et les entretiens programmés et les réparations doivent être effectués rapidement.

Les types de bétonnières qui ont été utilisés pour la fabrication du BCR sont indiqués sur la Fig. 12. On peut constater que la plupart des bétonnières sont du type à gâchées (presque les trois-quarts), le reste étant des bétonnières à fonctionnement continu. La proportion des bétonnières du premier type susmentionné augmente tandis que celle des bétonnières du deuxième type diminue – sur les 30 derniers barrages BCR achevés ou en cours de construction, seuls cinq ont utilisé des bétonnières à fonctionnement continu, soit 17 %.

5.2. AGGREGATE PRODUCTION

Aggregate stockpiling and the concrete plant location can be even more important for an RCC dam than for a traditional concrete dam. Frequently, very large stockpiles are required prior to the start of RCC work (see Section 3.3.1.). Some of the reasons for this are :

- Technical design requirements such as producing aggregate during winter so that they are stockpiled at a lower temperature than would be the case during the summer.
- It may be easy to mobilise and have aggregate production in full operation while work for the rest of the Project is just beginning.
- The rate of aggregate use during RCC placement might exceed the aggregate production capacity.
- With large stockpiles, material that is occasionally produced out of Specification may be spread over the acceptable material to produce a blend that is within the Specification.

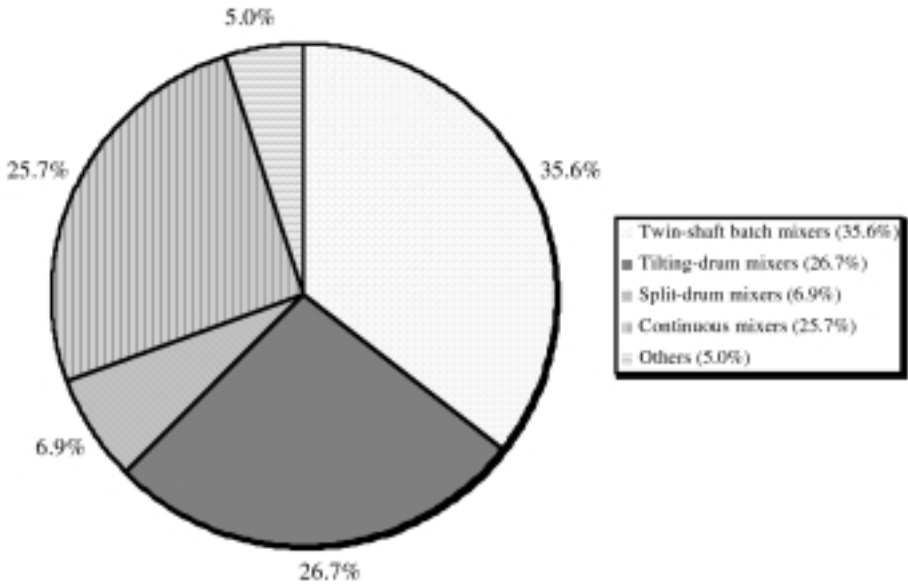
The majority of RCC dams now have aggregates separated into four or five sizes (see Fig. 8) with a maximum size of aggregate of circa 75 ± 15 mm (see Fig. 7). With aggregates such as these, the aggregate production plant needs to be carefully planned.

The location and dimensions of the stockpiles and the method of transporting the aggregates from the stockpiles to the concrete plant should be considered carefully to minimise the potential for segregation and variability of the grading. At the very high production rates possible with RCC, several loaders or a conveyor system may be required to keep the aggregate bins at the concrete plant full.

5.3. PRODUCTION OF RCC

Mixers for RCC should provide sufficient capacity for the high placing rates, that are possible, and should adequately blend the ingredients. The mixer must operate with little or no downtime and scheduled maintenance and repairs must be carefully planned and accomplished rapidly.

The types of mixers that have been used for the production of RCC are shown in Fig. 12. It can be seen that the great majority of mixers are of the batch type (nearly three-quarters) while the remainder are continuous mixers. The proportion of batch-type mixers is increasing while that of continuous mixers is decreasing – of the last 30 RCC dams either complete or under construction, only five have used continuous mixers, just 17 %.



Les variations de teneur en eau libre des granulats peuvent être une gêne dans les premières gâchées de bétonnage. Une teneur en eau trop basse dans les premiers mélanges est particulièrement indésirable du fait que ces gâchées sont souvent utilisées pour recouvrir les couches précédemment mises en place ou les zones de fondation qui nécessitent un BCR plus maniable que d'habitude. Les variations de teneur en eau peuvent affecter fortement la qualité d'un BCR. La centrale à béton doit donc être équipée d'un by-pass ou d'un tapis de décharge permettant de se débarrasser du BCR ne répondant pas aux spécifications, sans livraison au barrage.

5.4. TRANSPORT ET MISE EN PLACE

Les méthodes qui ont été utilisées pour le transport du BCR de la centrale à béton jusqu'à la zone de mise en place sont indiquées sur la Fig. 13. Il apparaît que la méthode de loin la plus courante (plus de 50 %) est le transport par camions, la seconde étant le tapis transporteur jusqu'au barrage avec des camions transportant le BCR du point de déchargement jusqu'à l'emplacement du bétonnage. Il y a un certain nombre d'autres méthodes, telles qu'un funiculaire jusqu'au barrage avec des camions sur le barrage (méthode utilisée uniquement pour les barrages RCD) [1], des systèmes complets de tapis qui sont généralement plus économiques dans le cas de très grands aménagements (1 million de m³ ±) [2], un blondin jusqu'à une trémie sur le barrage avec des camions sur la surface du barrage (méthode utilisée seulement dans les premiers barrages RCD) [3], des tapis transporteurs jusqu'au barrage et des chargeuses à benne frontale opérant sur la surface du barrage (méthode adoptée sur un certain nombre de barrages BCR, en particulier aux États-Unis [4]). Sur un petit nombre de barrages BCR récents, on a utilisé des goulottes et tuyaux descendant le long d'un appui pour le transport du béton jusqu'à la surface du barrage. Dans deux cas, le déchargement du BCR a été contrôlé par des clapets en caoutchouc [5]. Pour que cette méthode de transport soit acceptable, un grand soin doit être apporté au choix des dosages du BCR.

Fig. 12
 Mixers used for the production of RCC
Bétonnières utilisées pour la fabrication du BCR

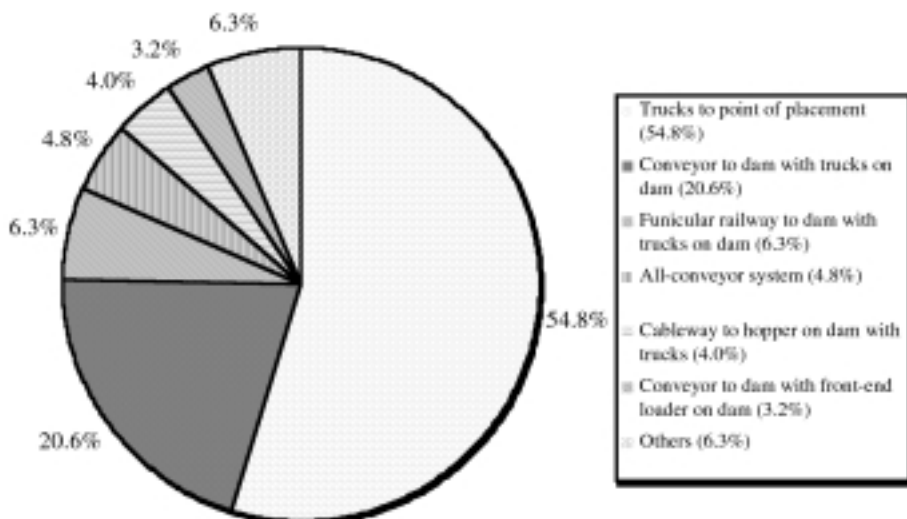
Twin-shaft batch mixers (35.6 %)	<i>Bétonnières, type discontinu, à double axe (35,6 %)</i>
Tilting-drum mixers (26.7 %)	<i>Bétonnières basculantes (26,7 %)</i>
Split-drum mixers (6.9 %)	<i>Bétonnières à tambour, à inversion de marche (6,9 %)</i>
Continuous mixers (25.7 %)	<i>Bétonnières à fonctionnement continu (25,7 %)</i>
Others (5.0 %)	<i>Autres (5,0 %)</i>

Note : Data based on 103 of the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996
Données basées sur 103 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

Variations in free-moisture content of the aggregates can be particularly troublesome in the initial batches of a placement. Providing too little water in the initial mixes is particularly undesirable because these mixes are frequently used for covering previously-placed layers or foundation areas where ideally the RCC needs to be more workable than usual. Variability in the water content can significantly affect the quality of an RCC. The concrete plant should thus have a by-pass or conveyor discharge that allows disposal of “out-of-specification” RCC without delivering it to the dam.

5.4. TRANSPORTATION AND PLACING

The methods that have been used to transport the RCC from the concrete plant to point of placement are shown in Fig. 13. It is apparent that by far the most popular (over 50 %) is by trucks and the second most popular is a conveyor to the dam with trucks taking the RCC from the point of discharge to the point of placement. There are a number of other methods, such as a funicular railway to the dam with trucks on the dam (only used for RCD dams) [1], all-conveyor systems, which are generally more economic on very large projects ($1M \text{ m}^3 \pm$) [2], a cable-way to a hopper on the dam with trucks on the dam surface (only used in the early RCD dams) [3], conveyors to the dam and front-end loaders operating on the dam surface (used on a number of small RCC dams, particularly in the USA [4]). A small number of recent RCC dams have used chutes and pipes down one abutment for transportation of concrete to the dam surface. The discharge of the RCC has in two cases been controlled by rubber flaps [5]. For this method of transportation to be suitable, careful consideration must be given to the selection of the mixture proportions of the RCC.



Toutes les méthodes de transport ont des avantages et des inconvénients mais, quelle que soit la méthode utilisée, le matériel doit être choisi afin que la ségrégation soit minimale. Le problème de ségrégation a été grave lors du transport et de la mise en place des mélanges les moins maniables, contenant des granulats de dimension maximale élevée [6].

5.4.1. Transport par camions jusqu'à la zone de bétonnage

L'utilisation de camions pour le transport du BCR depuis la centrale à béton jusqu'à la zone de bétonnage présente l'avantage de la souplesse et ne nécessite pas de matériel spécial. Cependant, si cette méthode est envisagée, une étude approfondie du réseau des routes de chantier doit être effectuée. Des difficultés de transport peuvent résulter de fortes déclivités du terrain, du manque de matériaux pour la construction des routes, et de considérations environnementales. Si la centrale à béton est située à l'amont du barrage, le problème du passage de la route au travers de la zone du parement amont doit être examiné en détail.

La surélévation des routes pour qu'elles restent au niveau du barrage peut constituer un facteur limitatif dans la programmation des travaux. Les camions doivent accéder sur la surface du barrage suivant un angle aussi oblique que possible afin de minimiser les dégâts susceptibles d'être causés par les pneus à la surface de la couche de béton. Si un virage à angle droit est nécessaire à partir des routes perpendiculaires au parement du barrage, il en résultera des usures et d'autres dégâts. Les camions devront tourner lentement suivant un cercle de rayon, le plus grand possible. La chaussée devra être réalisée en enrochement ou en gravier propre et drainant. Le dernier tronçon de la route pénétrant sur le barrage sera revêtu d'un matériau permettant aux camions de garder des pneus propres pour éviter de contaminer la surface du BCR. Il est conseillé d'installer, à cet endroit, un dispositif de nettoyage des pneus. Un supplément de BCR qui mord sur la route ne suffira pas probablement à maintenir propre la surface de levée mise en place.

Fig. 13

Methods of transportation from the concrete plant to the point of placement
Méthodes de transport du BCR de la centrale à béton jusqu'à la zone de bétonnage

Trucks to point of placement (54.8 %)	<i>Camions jusqu'à la zone de bétonnage (54,8 %)</i>
Conveyor to dam with trucks on dam (20.6 %)	<i>Tapis transporteur jusqu'au barrage, avec camions sur le barrage (20,6 %)</i>
Funicular railway to dam with trucks on dam (6.3 %)	<i>Funiculaire jusqu'au barrage, avec camions sur le barrage (6,3 %)</i>
All-conveyor system (4.8 %)	<i>Système complet de tapis transporteurs (4,8 %)</i>
Cableway to hopper on dam with trucks (4.0 %)	<i>Blondin jusqu'à une trémie sur le barrage, avec camions (4,0 %)</i>
Conveyor to dam with front-end loader on dam (3.2 %)	<i>Tapis transporteur jusqu'au barrage, avec chargeuse à benne frontale sur le barrage (3,2 %)</i>
Others (6.3 %)	<i>Autres (6,3 %)</i>

Note : Data based on 129 out of the 157 RCC dams that have been completed at the end of 1996
Données basées sur 129 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

All methods of transportation have advantages and disadvantages but, whichever method is used, the equipment should be chosen so that segregation is kept to a minimum. The problem of segregation has been severe during the transportation and placing of the less-workable mixes containing large maximum-sized aggregate [6].

5.4.1. Trucks to point of placement

The use of trucks from the concrete plant to the point of placement has the advantage of flexibility and the need for no special equipment. However if this method is to be used, a thorough study should be made of the haul-road network. Restrictions which may restrict hauling to the dam by road include steep terrain, lack of available road-building material and environmental considerations. If the concrete plant is located upstream of the dam, the method of bringing the road through the upstream face area needs to be planned in detail.

Raising the roads to keep up with the rise in the dam can become a limiting factor in the programme. Ideally the truck should drive onto the surface of dam at as oblique an angle as possible so that tyre damage to the top of the layer is minimised. If a right-angle turn is needed from roads entering the dam perpendicular to the face, significant scuffing and damage can result. The trucks should turn slowly, using the largest turning circle possible. The road should be constructed with clean, free-draining rock or gravel. The last portion of the road entering the dam should be surfaced with a material that allows cleaning of the tyres on the truck, thereby preventing contamination of the RCC surface. A tyre washing system should be installed at this point. Extra RCC extending onto the road is unlikely to be sufficient to keep the layer surface on the dam clean.

Lorsque le BCR est transporté jusqu'au point de bétonnage et déchargé, il sera généralement déposé sur du matériau précédemment épandu mais non compacté, et sera poussé vers l'avant par le bulldozer sur la surface de la couche compactée. Cela permet de retravailler le matériau et de réduire les poches de gros granulats qui, sans cela, auraient tendance à se former à l'interface des couches. Si le matériau est déposé en gros tas, les gros granulats tendent à rouler jusqu'au bas des tas et à former des poches. Il y a lieu de limiter la hauteur d'un tas à 750 mm ou moins. La correction de ce type de ségrégation est presque impossible si les gros granulats ont déjà roulé dans une couche précédemment compactée. Lorsque cela se présente, les gros granulats ayant subi une ségrégation seront enlevés.

5.4.2. Tapis transporteur jusqu'au barrage, avec camions sur la surface du barrage

L'utilisation d'un tapis transporteur jusqu'au barrage et de camions sur la surface du barrage présente l'avantage d'une souplesse satisfaisante, et permet de réduire les routes de transport jusqu'au barrage (cependant, des routes provisoires seront probablement construites pour permettre au matériel de parvenir au chantier, mais ces routes ne connaîtront pas la charge de trafic survenant lorsque tout le transport de béton se fait par camions). Afin de charger les camions de façon continue, il est avantageux d'avoir un système de chargement à l'extrémité du tapis transporteur. Des exemples de systèmes de chargement qui ont été utilisés sont les suivants :

- une trémie qui correspond à une charge de camion ou plus – le chargement de la trémie peut continuer pendant que les camions ne sont pas au point de chargement [7];
- un « système oscillant » à l'extrémité du tapis transporteur – il s'agit d'un tronçon mobile du tapis, de courte longueur, muni d'une goulotte. Un agent peut déplacer la goulotte d'un camion à l'autre. Ce système peut également servir à distribuer le BCR près du point du chargement ;
- un système à double goulotte – ce dispositif comprend deux goulottes à l'extrémité du tapis transporteur et la fourniture du BCR peut être dirigée d'une goulotte à l'autre, suivant le camion à charger [9].

5.4.3. Autres méthodes de transport

Comme dans le cas des deux principaux systèmes de transport, les autres systèmes qui ont été assez peu adoptés présentent également des avantages et des inconvénients. Des coffres-épandeurs fixés à des camions ont été utilisés [9]. Ce matériel contrôle le BCR lors de son déchargement et, si le béton est suffisamment cohérent, il peut être épandu sans ségrégation sur la couche précédemment compactée.

Sur quelques-uns des premiers barrages BCR, le béton était transporté dans des scrapers, mais cette méthode de transport semble avoir été abandonnée du fait d'une souplesse insuffisante et du risque de ségrégation.

5.4.4. Début du bétonnage

L'interface barrage/fondation est l'une des zones les plus critiques de l'ouvrage. Bien que du BCR ait été utilisé dans quelques barrages pour remplir des creux dans

When the RCC is hauled to the point of placement and dumped, it should generally be deposited on previously-spread but uncompacted material, and pushed forward by the dozer onto the compacted layer surface. This provides re-mixing action and minimises clusters of coarse aggregate that otherwise can tend to occur at the layer interface. When RCC is dumped in large piles, larger aggregates tend to roll down the outside of the piles and create clusters. It is sensible to limit the height of a pile to 750 mm or less. Correcting this kind of segregation is nearly impossible if the larger aggregate has already rolled onto a previously-compacted layer. Where this condition occurs, the segregated large aggregates should be removed.

5.4.2. Conveyor with trucks on the surface of the dam

The use of a conveyor to the dam plus trucks on the dam surface has the advantage of reasonable flexibility, plus the reduced need for haul roads to the dam (although temporary roads will probably be constructed in any event, to allow access for plant, but these roads do not have to carry the traffic load that occurs when total truck transportation is used). In order to load the trucks continuously, it is advantageous to have some form of loading system at the end of the conveyor. Examples of systems that have been used are :

- a hopper that takes a truck-load or more – the hopper can continue to be loaded while the trucks are not in position [7];
- a “swinger” at the end of the conveyor belt – this is effectively a movable short length of conveyor with a trunking. An operator can swing the trunking from one truck to another. This equipment can also be used to distribute the RCC near the loading point [8];
- a double-trunking system – this system has two trunkings at the end of the conveyor and the supply of RCC can be switched from one trunking to the other, depending on which has a truck being loaded [9].

5.4.3. Other methods of transportation

As with the two main transportation systems, and other systems that have been used rather less, all have advantages and disadvantages. Spreader-boxes have been used attached to trucks [9]. These control the RCC as it is dumped and if the concrete is sufficiently cohesive, it can be spread onto the previously-compacted layer without segregation.

For some of the early RCC dams, the concrete was transported in scrapers, but this method of transportation now seems to have been discontinued as it has insufficient flexibility and can cause segregation.

5.4.4. Start of placement

The dam/foundation interface is one of the most critical points of the structure. Although RCC has been used in a few dams to fill holes in the foundation which is

la fondation, avec ensuite un compactage au moyen de compacteurs pneumatiques, la pratique courante consiste à constituer une plate-forme en béton classique sur laquelle le premier BCR est épandu. Le béton utilisé pour la construction de la plate-forme doit avoir des propriétés identiques à celles du BCR, avec cependant une maniabilité différente afin qu'il puisse être compacté. Une surface minimale de 400 à 500 m² est appropriée.

Lorsque du BCR est placé contre un appui, un béton de raccordement est généralement utilisé. Celui-ci est mis en place contre l'appui et le BCR est ensuite épandu contre le béton de raccordement. Lorsque ce dernier est soutenu, il est compacté au moyen de pervibrateurs. Le BCR est ensuite compacté par rouleau vibrant, incluant l'interface entre les deux bétons. Sur certains barrages, des superplastifiants ont été utilisés pour le béton de raccordement afin que la maniabilité convienne pour le compactage au rouleau après une période prédéterminée et qu'un compactage complet du BCR soit obtenu à l'interface.

5.4.5. Épandage

Une réduction de la ségrégation au minimum a été réalisée en épandant le BCR au moyen de bulldozers équipés de lames en forme de U, qui produisent un confinement latéral au cours de l'épandage. Des mélanges cohérents, plus maniables, réduisent également la tendance à la ségrégation. Un travail manuel est souvent nécessaire pour enlever ou remélanger, avant le compactage, les matériaux présentant une ségrégation; l'ampleur du travail manuel dépendra du niveau de ségrégation et des prescriptions de projet.

Le processus de malaxage, transport, déchargement, épandage et compactage sera accompli aussi rapidement que possible et avec le moins de reprises possible. Le temps s'écoulant entre le début du malaxage et la fin du compactage devra être inférieur au temps de la prise initiale du béton sous les conditions d'utilisation. Des mélanges contenant peu ou pas de pouzzolanes seront déchargés, épandus et compactés dans un délai de 45 minutes après le malaxage et, de préférence, de 30 minutes. Cette limite est applicable à des températures du béton et de l'air de l'ordre de 20 °C, et à des mélanges n'ayant pas reçu de retardateur de prise. Ce laps de temps peut être allongé sous des climats plus froids et réduit sous des climats plus chauds. Une faible humidité, des conditions venteuses et des manipulations multiples peuvent diminuer la maniabilité, et réduire le temps admissible pour achever le compactage à bien moins de 45 minutes pour les bétons de faible teneur en liant et de faible maniabilité. Ces temps limites peuvent être allongés de manière sensible pour les bétons dont la prise est retardée et pour ceux ayant des teneurs élevées en pouzzolanes. Des changements mineurs peuvent également être apportés au temps de prise en ajustant le dosage en ciment.

Deux rouleaux vibrants de 10 tonnes et un bulldozer D-6, avec un bulldozer de réserve, peuvent épandre et compacter le BCR à une cadence de 250 à 450 m³/h environ, en couches de 300 mm d'épaisseur.

Sur le barrage Upper Stillwater (États-Unis), des camions à déchargement arrière furent équipés d'un coffre-épandeur déversant et épandant le BCR en couches de 350 mm environ d'épaisseur, non compactées. Seul un petit bulldozer D-4, guidé au laser, fut nécessaire pour l'épandage final, les cadences de mise en place atteignant 550 m³/h [9].

then compacted using pneumatic “jumping” compactors, it is general practice to create a platform with traditional concrete, onto which the first RCC can be placed. The concrete used to create the platform should have similar properties to those of the RCC although with a different workability as that it can be compacted. A minimum area of 400 to 500 m² is appropriate.

When RCC is placed against an abutment, an interface concrete is generally used. This is placed against the abutment and the RCC is then spread against the interface concrete. When the latter is supported it is compacted with immersion vibrators. The RCC is then roller compacted including the interface between the two concretes. In some dams, super-plasticisers have been used for the interface concrete so that the workability reduces to that suitable for roller compaction after a pre-defined period in order to achieve full compaction of the RCC at the interface.

5.4.5. Spreading

Minimising segregation has been accomplished by spreading with dozers having “U”-shaped blades that provide lateral confinement during spreading. More-workable cohesive mixes also reduce the tendency for segregation. Hand labour is often required to remove or re-mix segregated material prior to compaction, and the amount of hand labour will depend on the degree of segregation and the design requirements.

The process of mixing, transporting, placing, spreading and compacting should be accomplished as rapidly as possible and with as little re-handling as possible. The time lapse between the start of mixing and completion of compaction should be less than the initial set time of the mix under the conditions in which it is to be used. Mixes with little or no pozzolan should be deposited, spread and compacted within 45 minutes of mixing, and preferably within 30 minutes. This limit is applicable at concrete and air temperatures of about 20 °C and with mixes that are not retarded. The time can be extended in cooler weather and should be reduced in warmer weather. Low humidity, windy conditions and multiple handling can decrease workability and reduce the allowable time for completing compaction well below 45 minutes for low-workability low-cementitious mixes. These time limits can be extended significantly for mixes that are retarded and mixes that have large contents of pozzolan. Minor changes to the setting time can also be obtained by adjusting the cement content.

Two 10-tonne vibratory rollers and one D-6 sized dozer, with a back-up dozer can spread and roller compact RCC at a rate of about 250 to 400 m³/hr in 300-mm thick layers.

At Upper Stillwater (USA) end-dump trucks were equipped with a spreader box which dumped and spread the RCC in about 350-mm thick uncompacted layers. Only a small D-4 sized dozer, that was equipped with laser guidance, was needed for final spreading with placement rates up to 550 m³/hr [9].

L'engin d'épandage doit laisser une surface plane avant le compactage de la couche par le rouleau vibrant. Suivant la maniabilité du mélange, des stries ou des redans entre des passes adjacentes de la lame du bulldozer peuvent provoquer un compactage irrégulier et une qualité variable du BCR. En général, il est plus important d'avoir une surface plane prête à être compactée dans le laps de temps le plus court que d'avoir une granulométrie exacte avec un retard de compactage.

Des niveleuses automotrices ont été utilisées sur quelques-uns des premiers barrages BCR pour épandre le BCR. Ces engins sont difficiles à manœuvrer dans les zones étroites et près des appuis. Les pneus et la lame peuvent également endommager les surfaces compactées. Il y a également un risque de trop travailler ou de retravailler la surface, et de causer une ségrégation.

5.4.6. Épaisseur des couches

L'épaisseur des couches dépend d'un certain nombre de facteurs. Les rouleaux vibrants modernes fournissent suffisamment d'énergie pour réaliser de bonnes densités avec un BCR maniable bien étudié, les épaisseurs des couches pouvant atteindre 1 000 mm (comme cela a été adopté dans quelques barrages RCD). Le facteur le plus important est la nécessité d'appliquer une énergie de compactage suffisante à la partie inférieure de la couche pour obtenir une bonne liaison entre la nouvelle couche et celle précédemment compactée. Un autre facteur influençant l'épaisseur des levées est la durée maximale d'exposition à l'air tolérée avant recouvrement d'une couche par la couche suivante. Chaque projet doit être étudié afin d'optimiser les avantages de diverses épaisseurs de couches. Des couches épaisses conduisent à des durées d'exposition plus longues, mais à moins de joints entre les couches et ainsi à moins de risque de faiblesses dans l'ouvrage ; des couches minces entraînent plus de joints mais ceux-ci peuvent être recouverts plus rapidement, ce qui conduit à une meilleure liaison.

Les diverses épaisseurs de couches qui ont été adoptées dans des barrages BCR sont indiquées dans la Fig. 14.

La majorité des couches ont une épaisseur de 300 mm. La plupart des couches les plus épaisses (750-1 000 mm) correspondent à des barrages RCD, de même que quelques-unes des couches d'épaisseur 350-600 mm. La doctrine de projet RCD considère que des couches épaisses avec un nombre minimal de joints constituent l'approche optimale [10]. Il y a très peu de barrages BCR avec des épaisseurs de couches inférieures à 300 mm, la plupart d'entre eux étant situés en Afrique du Sud [11]. Une pratique chinoise récente adoptée sur quelques grands barrages BCR est de limiter l'étendue de toute couche en utilisant des coffrages transversaux. Le volume de couche à l'intérieur de la zone de travail est limité de sorte que la nouvelle couche peut être mise en place avant le début de prise de la couche inférieure. Un plot atteignant 3 m de hauteur est construit avant de passer au plot voisin. Les coffrages transversaux sont dans l'alignement d'un joint de contraction transversal.

Spreading equipment should leave a flat or planar surface of the proper thickness before the vibratory roller compacts the layer. Depending on the workability of the mix, ridges or steps between adjacent passes of the dozer blade can result in uneven compactive effort and variable quality of the RCC. Generally it is more important to have flat surface ready to compact in the least time than it is to have an exact grade with delayed roller compaction.

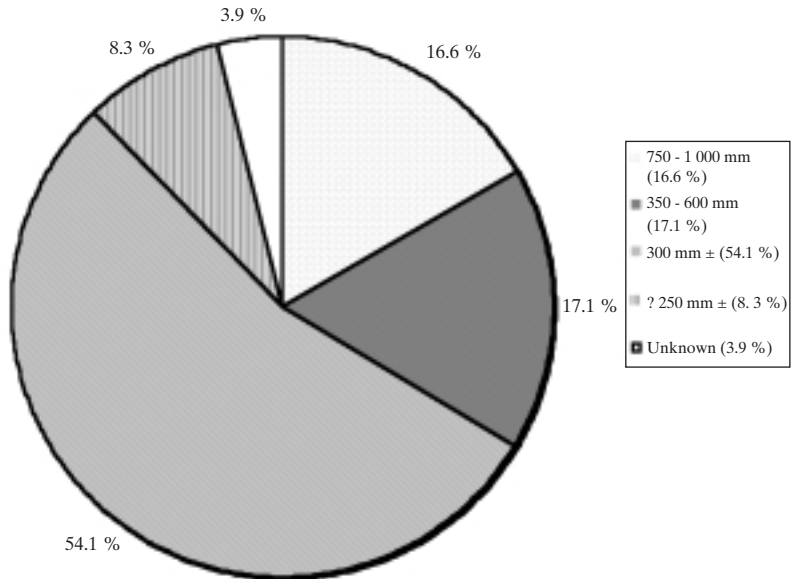
Motor graders have been used on some early RCC projects for spreading RCC. These are difficult to manoeuvre in small areas and at abutments. The tyres and blade can also damage compacted surfaces. There also is a tendency to overwork and re-work the surface and cause segregation. They are not generally suited for spreading of RCC.

5.4.6. Thickness of layers

A number of factors effect the thickness of layer. Modern vibratory rollers have more than sufficient energy to obtain good densities with a well-designed workable RCC in layer thicknesses certainly up to 1000 mm (as are used in some RCD dams). The more important factor is the need to have sufficient compactive energy at the bottom of the layer to obtain good bond between the new layer and that previously compacted. A further factor that influences lift thickness is the maximum allowed exposure time before covering one layer with the subsequent layer. Each project should be studied to optimise the benefits of various layer thicknesses. Thicker layers mean longer exposure times but fewer joints between those layers and thus a reduction in the number of potential weaknesses in the structure. Thinner layers result in more potential joints but allow those joints to be covered sooner, resulting in improved bond.

The various thicknesses of layers that have been used in RCC dams are shown in Fig. 14.

The majority of layers have been 300 mm thick. Most of the thicker layer (750 to 1000 mm) are in RCD dams as are some of those in the 350 to 600 mm range. The RCD design philosophy considers thicker layers with a minimum number of joints to be the optimum approach [10]. There are very few RCC dams with layer thicknesses less than 300 mm, most of these are in South Africa [11]. Recent Chinese practice on some large RCC dams is to limit the extent of any layer by the use of transverse forms. The volume of any layer within the working area is limited so that the next layer can be placed before the retarded initial set of the lower layer. A block up to 3 m in height is constructed before moving on to the next block. The transverse forms are aligned with one of the transverse contraction joints.



5.5. COMPACTAGE

Le béton classique est consolidé par vibration, tandis que le BCR est densifié par compactage. Il y a une grande variété de paramètres pouvant influencer le compactage, tels que la dimension maximale des granulats, le dosage et le type de liant, le dosage en eau, l'épaisseur des couches, le matériel utilisé, etc. Un compactage adéquat est un facteur essentiel en vue d'obtenir un BCR de bonne qualité. Le BCR est compacté ou damé pour former une masse dense au moyen d'énergie transmise par des engins extérieurs, plutôt que par vibration interne (ou externe) et densification par tassement sous l'effet de son propre poids [12]. Le compactage doit être exécuté le plus tôt possible après l'épandage du BCR.

La maniabilité, l'énergie de compactage, les dimensions du tambour du rouleau, la fréquence, l'amplitude, la vitesse d'opération et la maintenance requise sont des paramètres à prendre en considération lors du choix d'un rouleau vibrant [13]. Le rendement du compactage en volume de béton compacté par heure augmente, bien entendu, avec les dimensions et la vitesse (qui seront limitées dans le cahier des spécifications) du rouleau. Les dimensions de l'aménagement, la maniabilité du béton, l'épaisseur des couches, l'importance de la consolidation produite par le bulldozer et les limitations d'espace orienteront généralement le choix. Des rouleaux de plus de 5 tonnes environ ne peuvent généralement pas opérer à moins de 200 mm de coffrages verticaux ou d'obstacles, de sorte que du matériel de compactage plus petit, manœuvré manuellement, et des couches plus minces sont habituellement nécessaires pour densifier le BCR dans ces zones. Au barrage Upper Stillwater (États-Unis), les rouleaux vibrants étaient capables de compacter le béton contre des éléments de coffrage de parement, de 900 mm de hauteur, éliminant ainsi le recours à du matériel de compactage plus petit [9].

Fig. 14

Thickness of layers used in RCC dams

Épaisseurs de couches adoptées dans des barrages BCR

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996
Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

5.5. COMPACTION

Traditional concrete is consolidated during vibration, whereas the density of an RCC is achieved by compaction. There are a great variety of parameters that can influence the compaction, such as the maximum size of aggregate, the quantity and type of cementitious material, the water content, the thickness of the layers, the equipment used, etc. Adequate compaction is an essential factor in order to obtain a good-quality RCC. RCC is roller compacted or tamped into a dense mass by external energy rather than by being internally (or externally) vibrated and densified by settlement under its own weight [12]. Compaction should be performed as soon as practicable after the RCC is spread.

Manœuvrability, compactive force, drum size, frequency, amplitude, operating speed, and required maintenance are all parameters to be considered during the selection of a vibratory roller [13]. The compactive output in volume of concrete per hour obviously increases with size and speed (which should be limited in the Specification) of the roller. Project size, workability of the mix, layer thickness, the extent of consolidation due to dozer action and space limitations will usually dictate selection. Rollers larger than about five tonnes usually cannot operate closer than about 200 mm to vertical formwork or obstacles, so smaller hand-guided compaction equipment and thinner layers are usually needed to consolidate RCC in these areas. At Upper Stillwater (USA) the vibratory rollers were able to roll up against a 900-mm high slip-formed facing elements, eliminating the need for smaller compaction equipment [9].

Il apparaît que la force dynamique est le facteur le plus critique dans l'efficacité d'un rouleau vibrant. L'utilisation de rouleaux qui ont des plages de réglage d'amplitude et de fréquence présente une souplesse dans la détermination de la meilleure combinaison pour le mélange BCR utilisé dans un barrage. Un type de rouleau vibrant adopté dans la construction de barrages BCR semble être un rouleau de 10 tonnes à double ou simple tambour, avec une force dynamique d'au moins 8 kg/mm de largeur de tambour. Ces rouleaux sont généralement utilisés pour le compactage d'asphalte et de matériaux granulaires. Des rouleaux de 15 et 20 tonnes, de masse et de dimensions plus grandes, généralement utilisés dans la construction de remblais en enrochement, ont été également adoptés pour le BCR, mais ils ont habituellement de plus grandes amplitudes, de plus basses fréquences, et sont moins adaptés aux granulométries des matériaux du BCR. Le mécanisme de vibration du rouleau doit automatiquement débrayer lorsque le rouleau s'arrête. Une vibration prolongée dans une zone peut provoquer un enfoncement du rouleau dans un BCR plus maniable. Les Japonais ont généralement utilisé des rouleaux de 7 tonnes pour la construction de barrages RCD, mais envisagent d'adopter des engins plus lourds pour la construction de futurs barrages BCR [10].

Si des essais de compactage au moyen de rouleaux sur pneus ont produit des BCR de densité élevée, analogues à ceux obtenus avec des rouleaux vibrants, le degré de liaison à l'interface des couches de BCR est sujet à caution. Une prudence est recommandée dans l'utilisation de ce matériel jusqu'à ce que ses performances aient été mieux évaluées. Des rouleaux sur pneus se sont avérés efficaces pour la fermeture, l'aplanissement et le serrage de la surface d'un béton susceptible d'être détériorée et nécessitant une intervention en surface après le passage final du rouleau à tambour.

La surface du BCR récemment épandu doit être unie afin que le rouleau produise une pression de compactage uniforme sous toute la largeur du tambour. Si la surface d'un BCR moins maniable n'est pas unie, le rouleau peut surcompacter les bosses et sous-compacter les creux.

Le nombre minimal de passes – une passe étant un passage dans une seule direction – d'un rouleau vibrant en vue d'obtenir le compactage spécifié dépend principalement de la maniabilité du BCR et de l'épaisseur des couches. L'épaisseur compactée de toute couche de BCR sera au moins égale à trois fois le diamètre du granulats le plus gros. Le nombre nécessaire de passes du rouleau sera déterminé et vérifié sur une planche d'essai en vraie grandeur (voir sous-chapitre 4.5.3.). Certaines spécifications demandent que la première passe soit exécutée sans vibration afin d'effectuer une première consolidation du BCR et d'éviter que le rouleau ne s'embourbe dans les BCR de maniabilité élevée.

En général, quatre à huit passes d'un rouleau vibrant de 10 tonnes permettront d'obtenir la densité souhaitée pour un BCR épandu en couches de 300 mm d'épaisseur. Cela suppose un compactage au bon moment avec un matériel approprié. Un surcompactage ou un excès de cylindrage doit être évité car il peut réduire la densité dans la partie supérieure de la couche. Un compactage sur des levées plus épaisses après épandage en couches plus minces peut être efficace pour certains mélanges de BCR. Ce procédé requiert un mélange de BCR maniable avec une durée VeBe de l'ordre de 10 à 30 secondes, pour obtenir un compactage efficace par le bulldozer au cours de l'épandage, et nécessitera des passes de rouleau sur la couche supérieure de la levée [13]. Ce procédé est adopté pour la mise en place du BCR dans les barrages RCD [10].

It appears that the dynamic force is the most critical factor in the effectiveness of a vibratory roller. Use of rollers that have more than one setting of amplitude and frequency provides flexibility in determining the best combination for the RCC mix being used in any dam. A typical vibratory roller used in RCC dam construction seems to be a 10-tonne double- or single-drum roller with a dynamic force of at least 8 kg/mm of drum width. These rollers are generally used for compaction of asphalt and granular materials. Larger 15- and 20-tonne rollers with more mass and size, typically used with rock-fill construction, have been used with RCC but they usually have larger amplitudes, lower frequency, and are less suited to the aggregate gradations used in RCC. The vibration mechanism of the roller should automatically disengage when the roller is stopped. Continued vibration in one location can cause the roller to sink into a more-workable RCC. The Japanese have generally used 7-tonne rollers during the construction of RCD dams, but are considering use of larger machines in future RCC construction [10].

While compaction on a trial basis with rubber-tyre rollers has produced high-density RCC similar to that achieved with vibratory rollers, the degree of bond achieved at the interface of the RCC layers is questionable. Caution is advised using this equipment until its performance has been better evaluated. Rubber-tyre rollers have been effective in sealing, smoothing and tightening the surface of mixes that are susceptible to damage and that exhibit surface checking after final drum rolling.

The freshly-spread RCC surface should be smooth so that the roller drum produces a consistent compactive pressure under the entire width of the drum. If the spread surface of less workable RCCs is not smooth, the drum may over-compact high spots and under-compact low spots.

The minimum number of passes – a pass being defined as a travel in one direction – for a given vibratory roller to achieve the specified compaction depends primarily on the RCC workability and layer thickness. The compacted thickness of any RCC lift should be at least three times the diameter of the maximum size of aggregate. The required number of roller passes should be determined and verified in the full-scale trial (see Section 4.5.3.). Some Specifications require the first pass to be in the static mode to initially consolidate the RCC and prevent the roller from “bogging down” in the more-workable RCC mixtures.

Generally four to eight passes of a 10-ton vibratory roller will achieve the desired density for RCC in 300-mm thick layers. This assumes compaction in a timely manner with appropriate equipment. Over-compaction or excessive rolling should be avoided as it may reduce the density in the upper portion of the layer. Compaction in thicker lifts after spreading in thinner layers can be effective with some RCC mixes. This procedure requires a workable RCC mix with a VeBe time in the 10 to 30 second range to achieve effective compaction by the dozer during spreading and will require roller passes on the top layer of the lift [13]. This is the general process for placing RCC in RCD dams [10].

Le compactage sera exécuté dès que possible après l'épandage du BCR, en particulier sous des climats chauds. Il est fréquemment prescrit que le compactage soit effectué dans un délai de 15 minutes après l'épandage et un délai de 45 minutes après le malaxage. Des essais ont montré des réductions substantielles et rapides des valeurs des résistances à la compression et à la traction, et des modules d'élasticité, si du BCR à faible dosage en liant était compacté dans un délai supérieur à 30-45 minutes environ après son malaxage, et à une température du mélange de 20 °C ou plus [6]. Ces temps peuvent être augmentés pour des BCR ayant des temps de prise allongés du fait de teneurs élevées en pouzzolanes, d'adjuvants, ou de températures plus basses. Par exemple, au barrage Platanovryssi (Grèce), où des cendres volantes à forte teneur en chaux furent utilisées, et pour des températures jusqu'à 15°C, on n'a pas discerné de réduction des propriétés du BCR si celui-ci était compacté trois heures après le malaxage, alors qu'à des températures plus élevées (> 20°C) le BCR devait être compacté très peu de temps après le malaxage.

L'aspect d'un BCR parfaitement compacté dépend de la conception du mélange. Si le mélange a été dosé pour des volumes de pâte dépassant la valeur minimale, il présentera une plasticité, et une ondulation sous l'effet de la pression peut être détectée devant le rouleau, en particulier lorsque deux (ou plus de deux) couches plastiques ont été mises en place. Si la teneur en pâte est égale ou inférieure au volume nécessaire au remplissage de tous les vides entre granulats, des contacts entre ces matériaux se produisent et une ondulation de pression n'apparaîtra pas. La surface d'un BCR comportant un excès de pâte se prêtera au travail d'exécution et peut permettre aux granulats éparpillés sur les joints de reprise de pénétrer dans la couche sous la force de compactage des rouleaux vibrants.

Chaque composition de BCR aura un comportement spécifique de compactage, dépendant de la température, de l'humidité, de la vitesse du vent, de la maniabilité du BCR, de la teneur en granulats fins et de la plasticité, de la granulométrie globale et de la dimension maximale des granulats. En règle générale, les BCR se compacteront en une texture uniforme et une surface relativement unie.

5.6. JOINTS ENTRE COUCHES DE BCR

Des joints horizontaux sont inévitables dans les barrages BCR du fait de la méthode de construction par couches. Chaque couche correspond à l'épaisseur des matériaux compactés. Les levées peuvent être compactées comme des couches individuelles, ou plusieurs couches peuvent être épandues avant de les compacter en une seule levée avant le début de prise du BCR (comme dans le cas des barrages RCD [10]).

Le comportement d'un barrage BCR dépendra presque entièrement du comportement des joints horizontaux entre les couches. S'il n'y a pas de ségrégation lors de la mise en place et de l'épandage du BCR, s'il y a un contact intime entre les deux couches et si l'énergie fournie par le rouleau vibrant est suffisante pour transformer ce contact en une bonne liaison, le BCR se présentera comme une structure monolithe ayant un comportement au moins égal à celui d'un barrage en béton classique. En outre, les surfaces des joints doivent être parfaitement propres ; ce nettoyage est généralement effectué par aspiration ou par jet d'air. Toutefois, si aucun de ces moyens n'est disponible, le comportement du joint peut être moins satisfaisant.

Compaction should be accomplished as soon as practicable after the RCC is spread, especially in hot weather. Compaction is frequently specified to be completed within 15 minutes of spreading and 45 minutes from the time of initial mixing. Tests have shown substantial and rapid reductions in compressive, tensile and modulus values if low-cementitious RCC is compacted when it is more than about 30 to 45 minutes old and the mix temperature is 20 °C or higher [6]. These times can be increased for RCC mixtures with extended set times due to high proportions of pozzolans, admixtures, or cooler temperatures. For example at Platanovryssi (Greece), where an unusual high-lime flyash was used, at temperatures up to 15 °C there was no discernible reduction in properties if the RCC was compacted three hours after mixing, while at higher temperatures (> 20 °C), the RCC had to be compacted very soon after mixing.

The appearance of fully-compacted RCC is dependent upon the mixture design. If the mix has been proportioned for paste volumes in excess of the minimum, it will exhibit plasticity and a discernible pressure wave can be detected in front of the roller, particularly when two or more plastic layers have been placed. If the paste content is equal to or less than the volume needed to fill all the aggregate voids, rock-to-rock aggregate contact occurs and a pressure wave will not be apparent. The surface of an RCC with excess paste will respond to working and may allow scattered aggregates on lift joints to be worked into the surface under the compactive effort of the vibrating rollers.

Each RCC mix will have its own characteristic behaviour for compaction depending upon temperature, humidity, wind speed, RCC workability, aggregate fines content and plasticity, overall gradation and the maximum size of aggregate. Generally RCCs should compact to a uniform texture with a relatively smooth surface.

5.6. JOINTS BETWEEN LAYERS OF RCC

Horizontal joints are inevitable in RCC dams because of the layered method of construction. Each layer is the thickness of material compacted. Lifts may be compacted as individual layers, or several layers may be spread before compacting them as one lift prior to initial set of the RCC (such as in RCD dams [10]).

The performance of an RCC dam will almost entirely be dictated by the performance of the horizontal joints between the layers. If there is no segregation when the RCC is placed and spread, if there is intimate contact between the two layers and if there is sufficient energy from the vibratory roller to turn that contact into good bond, the RCC will perform as a monolithic structure with a performance at least to that of a traditional concrete dam. In addition the joint surfaces must be scrupulously clean; this is generally accomplished by a vacuum truck or by air blowing. However, if any of these factors are not present, the performance of the joint may be less satisfactory.

L'adhérence entre les couches de BCR résulte de deux mécanismes : la liaison par le liant (liaison chimique) et la pénétration des granulats de la nouvelle couche sous la surface de la couche précédemment mise en place. Au fur et à mesure que le temps d'exposition à l'air entre la mise en place des couches augmente, la liaison chimique devient le facteur prédominant du fait que le potentiel de pénétration des granulats diminue plus vite que la liaison chimique.

Le traitement des joints entre les couches est différent de celui relatif au béton de masse mis en place par la méthode traditionnelle, car il n'y a pas de ressuage au cours de la prise du béton ; par conséquent, il n'y a pas de film de laitance de faible résistance sur la surface. Le ressuage résulte d'un tassement durant la prise, lorsque l'eau en excès se sépare du mélange et est déplacée vers la surface par les matériaux plus lourds. Le ressuage ne se produit pas dans un BCR convenablement dosé, présentant un rapport eau/liant approprié. Néanmoins, lors de la consolidation complète du BCR, une certaine quantité de pâte peut être ramenée à la surface. Cette pâte n'est pas affaiblie par un ressuage ultérieur et, si la cure du béton est convenable, il n'est pas nécessaire d'enlever cette pâte avant la pose de la couche suivante.

Toutefois, si la surface a été contaminée par des saletés, de la boue, des produits pétroliers ou tout autre élément nuisible, cette contamination doit être enlevée ; suivant le type et l'étendue de cette contamination, le traitement peut concerner l'épaisseur totale de la couche.

En général, les projeteurs prescrivent un traitement des joints et l'utilisation de mélanges de liaison en se basant sur un coefficient de maturité ; aux États-Unis, ce coefficient s'exprime en degrés Fahrenheit (F)-heures et, dans le reste du monde, en degrés Celsius (C)-heures (en adoptant généralement les températures ambiantes comme facteur de température). Malheureusement, il n'y a pas de corrélation directe. Il semble qu'il n'y ait pas de consensus à propos des limites du coefficient de maturité. Cela résulte probablement du fait que les conditions sont spécifiques au site, chaque barrage devant être considéré comme un ensemble unique de conditions. Le coefficient de maturité, s'il est utilisé, dépendra de plusieurs facteurs tels que : la composition du béton (dosage en eau, quantité de pâte, type de liant, retard de prise etc.), la maniabilité, le potentiel de ségrégation, la méthode et le matériel de compactage, l'efficacité de la cure, etc.

Les projeteurs ont jugé qu'il était prudent de définir trois catégories de traitement de joints :

1. *un joint frais (ou « chaud »)* – il s'agit d'un joint qui se présente lorsque les couches de BCR sont mises en place en une rapide succession et que le BCR est encore maniable lorsque la couche suivante est appliquée,
2. *un joint intermédiaire (ou « légèrement chaud » ou « préparé »)* – cette condition se situe entre un joint « frais » et un joint « sec »,
3. *un joint sec (ou « froid »)* – à ce stade, on juge que l'état de la surface de la couche précédemment mise en place ne permet pas (ou presque pas) la pénétration de granulats de la nouvelle couche dans la couche précédemment compactée.

Il existe de très importantes variations de coefficients de maturité et de traitements prescrits par les projeteurs de barrages BCR. Néanmoins, on s'est efforcé de donner dans le Tableau 8 un résumé général des types de joints qui ont

The adhesion between layers of RCC is produced by two mechanisms; cementitious (chemical) bond and penetration of the aggregates from the new layer into the surface of the previously-placed layer. As the exposure time between the placement of the layers increases, the chemical bond becomes the predominate factor because the potential for penetration of the aggregates decreases faster than the chemical bond.

The treatment of the joints between the layers differs from that of traditionally-placed mass concrete because there is no surface water gain during setting of the concrete. Consequently, there is no weak laitance film on the surface. Surface water gain (bleeding) is the result of subsidence during setting, when the excess water separates from the mixture and is displaced to the surface by the heavier materials. Bleeding does not occur in properly-proportioned RCC with a reasonable water/cementitious ratio. However, it is not uncommon for full consolidation of the RCC to bring paste to the surface. This paste is not weakened by subsequent water gain and, if properly cured, does not have to be removed prior to placement of the covering layer.

Nevertheless if the surface has been contaminated by dirt, mud, petroleum products or other deleterious materials, this contamination must be removed; depending upon the type and extent of that contamination possibly for the full depth of the layer.

Generally, Designers specify joint treatment and the use of bedding mixes on the basis of a Maturity Factor; in the USA this is in deg.F-hr but in the rest of the World deg.C-hr is used (generally using ambient temperatures as the temperature factor). Unfortunately, there is no direct correlation. There seems to be no consensus of opinion regarding the limits for the Maturity Factor. This is probably because the conditions are so site-specific and each dam has to be considered as a unique set of conditions. The Maturity Factor, if used, will be dependent upon many factors such as : the mixture (water content, quantity of paste, type of cementitious material, retardation, etc.), the workability, the potential for segregation, the compaction methods and equipment, the effectiveness of the curing, etc.

Designers have found it prudent to define three classes of joint treatments :

1. *a fresh (or "hot") joint* – this is a joint that occurs when the RCC layers are being placed in rapid succession and the RCC is still workable when the next layer is placed,
2. *an intermediate (or "warm" or "prepared") joint* – this is the condition that occurs between a fresh joint and a true "cold" joint,
3. *a cold joint* – at this stage the surface of the previously-placed layer is judged to be such that little or no penetration of the aggregate from the new layer will be possible into the previously-compacted layer.

There are very considerable variations in the Maturity Factors and treatments specified by Designers of RCC dams. Nevertheless, in Table 8 an effort has been made to give a general summary of the types of joints that have been employed for

été adoptés pour diverses catégories de barrages BCR. Toutefois, les valeurs figurant dans le Tableau ne doivent pas être considérées comme convenant à n'importe quel barrage BCR. Elles sont des moyennes de plusieurs situations.

Le mélange de liaison utilisé sur la surface de la couche améliorera les résistances au cisaillement et à la traction du joint pour un ensemble donné de conditions. Néanmoins, avec un BCR maniable, bien conçu, comportant un excès de pâte, un comportement équivalent peut être obtenu. En effet, les joints ayant présenté le meilleur comportement au cours d'essais sur des carottes (voir sous-chapitre 7.2.) étaient tous des joints de barrages BCR sans couche de liaison et de barrages RCD où un traitement très soigné des joints est effectué. Toutefois, pour les barrages BCR à faible dosage en liant, et pour la plupart des barrages BCR à teneur moyenne en pâte, une couche de liaison est un élément essentiel pour l'amélioration des propriétés des joints, si de telles propriétés sont requises par le projet du barrage.

Il y a deux types de couche de liaison : le mortier et le béton de liaison (avec une dimension maximale de granulats supérieure à 5 mm). Parmi les barrages sur lesquels ont été utilisées des couches de liaison, celles-ci étaient constituées de mortier pour 77 % des barrages, et de béton pour 23 % des barrages (données basées sur 97 barrages BCR achevés ou en cours de construction à la fin de l'année 1996). Une récente tendance s'est manifestée vers l'utilisation de mortier au détriment du béton de liaison – sur les derniers 30 barrages BCR ayant reçu des couches de liaison, celles-ci étaient constituées de béton pour seulement trois d'entre eux (*i.e.* 10 %). Du mortier de liaison fut utilisé pour la première fois au barrage Shimajigawa (le premier barrage RCD), du mortier de liaison ayant été adopté depuis cette époque sur tous les barrages RCD.

Le mortier a généralement une épaisseur de 10 à 20 mm. L'épaisseur du béton de liaison a présenté d'importantes variations et a atteint 75 mm. Le projeteur a la difficile tâche de trouver un équilibre entre la nécessité d'une épaisseur minimale pour tenir compte de la dimension maximale des granulats, et la nécessité de réduire l'épaisseur pour des considérations de coût et de chaleur d'hydratation. Lors de l'examen de l'utilisation de bétons de liaison (et, dans une moindre mesure, de mortiers), les implications de coût et de chaleur d'hydratation doivent être étudiées avec soin par les projeteurs.

Plusieurs méthodes d'application des couches de liaison existent. L'utilisation de « racloirs », montés sur tracteurs [13] ou à commande manuelle [10], est la plus courante, mais du mortier a été également appliqué en adoptant les techniques du béton projeté (Zintel Canyon – États-Unis) [14]. Si l'épaisseur d'une couche de liaison est trop grande, le compactage du BCR la recouvrant peut présenter des difficultés du fait du « pompage » du béton plus maniable.

the various forms of RCC dam. Nevertheless, the figures in the Table should not be considered to be suitable for all, or any, RCC dams. They are the averages of many situations.

Bedding mixes used on the surface of the layer will improve the shear and tensile strength of the joint for a given set of conditions. However, with a well-designed workable RCC with an excess of paste an equivalent performance can be achieved. Indeed, the joints with the best performance found during the testing of cores (see Section 7.2) have all been in RCC dams without bedding mixes and in RCD dams where very careful treatment of the joint is undertaken. Nevertheless, for low-cementitious RCC dams, and most medium-paste RCC dams, a bedding mix is an essential factor for the improvement of joint properties, if such properties are required by the dam design.

There are two forms of bedding mix, mortar and bedding concrete (with a maximum size of aggregate greater than 5 mm). Of those dams that had used a bedding mix, approximately 77 % have used mortar and 23 % bedding concrete (sample size 97 RCC dams that were completed or under construction at the end of 1996). The recent trend has been even more towards the use of mortar and away from bedding concrete – in the last 30 RCC dams that have used bedding mixes, only three have used a bedding concrete (i.e., 10 %). Bedding mortar was first used in an RCC dam at Shimajigawa (the first RCD dam) and all RCD dams since that time have used bedding mortar.

The mortar is generally 10 to 20 mm thick. The thickness of the bedding concrete has varied considerably and has been up to 75 mm thick. The Designer has the difficult task of balancing the need for a minimum thickness for the maximum size of aggregate and the requirement for minimising the thickness for cost and heat of hydration considerations. When Designers are considering the use of a bedding concretes (and to a lesser extent mortars), the implications of the cost and potential heat generation should be carefully considered. The cost of applying a bedding mix of whatever form, can be significant.

There are several methods of applying the bedding mix. The use of “squeegees”, either tractor-mounted [13] or manually [10] is the most popular but mortar has been applied using shotcrete techniques (Zintel Canyon – U.S.A.) [14]. If the thickness of a bedding mix is too great, there can be difficulty with the compaction of the overlying RCC due to “pumping” of the more workable concrete.

Tableau 8
Coefficients de maturité et traitements des joints prescrits pour des barrages BCR

	Joint frais	Joint intermédiaire	Joint sec
<i>BCR maigre</i>			
Coefficient de maturité	< 100 °C-h	100 – 250 °C-h	> 250 °C-h
Traitement	Nettoyage par aspiration	Nettoyage par aspiration	Nettoyage par jet d'eau
Couche de liaison	Néant	Partielle – dans la zone amont	Couche sur toute la surface
<i>RCD</i>			
Coefficient de maturité	Non utilisé	Non utilisé	Tous les joints traités comme joints secs
Traitement			Découpage du béton frais sur toute la surface
Couche de liaison			Mortier sur toute la surface
<i>BCR à teneur moyenne en pâte</i>			
Coefficient de maturité	< 200 °C-h	200 – 500 °C-h	> 500 °C-h
Traitement	Nettoyage par aspiration	Nettoyage à l'eau sous faible pression	Découpage du béton frais sur toute la surface
Couche de liaison	Néant	Partielle – dans la zone amont	Couche sur toute la surface
<i>BCR à teneur élevée en pâte</i>			
Coefficient de maturité	< 300 °C-h	300 – 800 °C-h	> 800 °C-h
Traitement	Nettoyage par aspiration	Nettoyage à l'eau sous faible pression	Découpage du béton frais sur toute la surface
Couche de liaison	Néant	Néant	Néant ou couche de liaison totale

Table 8
Maturity Factors and joint treatments specified for RCC dams

	Fresh joint	Intermediate joint	Cold joint
<i>Lean RCC</i>			
Maturity Factor	< 100 deg.C-hr	100 - 250 deg.C-hr	> 250 deg.C-hr
Treatment	Clean with vacuum truck	Clean with vacuum truck	Water clean surface
Bedding mix	None	Partial - for upstream section	Full - mix over whole surface
<i>RCD</i>			
Maturity Factor	Not used	Not used	All joints treated as cold joints
Treatment			"Green cut" of whole surface
Bedding mix			Full - mortar over whole surface
<i>Medium-paste RCC</i>			
Maturity Factor	< 200 deg.C-hr	200 - 500 deg.C-hr	> 500 deg.C-hr
Treatment	Clean with vacuum truck	Low-pressure water clean	"Green cut" of whole surface
Bedding mix	None	Partial - for upstream section	Full - mix over whole surface
<i>High-paste RCC</i>			
Maturity Factor	< 300 deg.C-hr	300 - 800 deg.C-hr	> 800 deg.C-hr
Treatment	Clean with vacuum truck	Low-pressure water clean	"Green cut" of whole surface
Bedding mix	None	None	None or full bedding mix

5.7. JOINTS DE CONTRACTION

5.7.1. Types de joints de contraction

Trois méthodes principales ont été utilisées pour constituer des joints de contraction au travers des barrages BCR, l'une d'entre elles ayant été adoptée sur plus des deux tiers de tous les barrages. Ces méthodes sont les suivantes :

1. Constitution des joints au moyen d'un dispositif vibrant, en acier (ou occasionnellement en plastique), induisant une fissuration dans le BCR après son épandage (barrage RCD et quelques barrages BCR) ou après son compactage (la majorité des barrages BCR). Cette méthode a été utilisée sur 70 % des barrages BCR.
2. Mise en place du BCR contre un coffrage, méthode utilisée sur 15 % des barrages BCR.
3. Diverses méthodes caractérisées par l'incorporation d'une feuille en matière plastique dans le BCR au cours de l'épandage – occasionnellement, en plaçant la feuille sur un cadre en acier [16]. Cette méthode a été utilisée sur 10 % des barrages BCR.

Sur les 5 % restants de barrages, d'autres méthodes ont été adoptées ; par exemple, les Chinois expérimentent une méthode consistant à créer une section de faible résistance le long de la ligne d'un joint de contraction en forant des trous dans le BCR [17]. En outre, on peut également mentionner le système de joints injectables utilisé dans des barrages BCR du type voûte et poids-voûte.

5.7.2. Injection des joints de contraction

Il y a un certain nombre d'expériences sur des dispositifs induisant des fissures injectables, concernant des barrages BCR en Afrique du Sud [18,19]. Le système de joints injectables, adopté sur le barrage Wolwedans, est décrit dans le Chapitre 11.5.

En Afrique du Sud, la perméabilité de la zone de contact BCR/béton de parement est apparue comme la principale cause de fuites et d'absorption de coulis. Cela a été attribué à quatre facteurs : ségrégation du BCR au cours de sa mise en place, compactage insuffisant du BCR, mise en place du BCR trop longtemps après celle du béton de parement et différences de contraintes entre le BCR et le béton de parement. La ségrégation du BCR a été constatée en plusieurs occasions ; lors de l'épandage du BCR au moyen du bulldozer les plus gros granulats tendent à s'accumuler contre le béton de parement. Les matériaux ayant subi une ségrégation ne peuvent pas être en totalité mélangés au béton de parement. Le compactage du béton de parement s'est avéré également difficile, en particulier autour des waterstops. En outre, de crainte de détérioration, certains conducteurs de rouleaux vibrants compactant du BCR se tiennent à distance de la zone de contact avec le béton de parement. Cela a été confirmé au cours des opérations d'injection et vérifié sur des carottes extraites des parements amont et aval. La ségrégation a été parfois si sévère qu'il a fallu recourir à l'injection pour continuer à extraire des carottes par forage.

5.7. CONTRACTION JOINTS

5.7.1. Forms of contraction joint

There are three main methods by which contraction joints have been formed through RCC dams, but one of these has been used for over two-thirds of all dams. The methods are :

1. post-forming the joints by vibrating a steel (or occasionally plastic) crack inducer into the RCC after spreading (RCD dams and some RCC dams) or after compaction (most RCC dams). This method has been used for 70 % of RCC dams,
2. placing the RCC against formwork. This has been used for 15 % of RCC dams,
3. using various methods of incorporating a plastic sheet into the RCC during spreading – occasionally, by placing the sheet over a steel frame [16]. This has been used for 10 % of RCC dams.

The other 5 % of dams have used other methods, for example the Chinese are experimenting with creating a weak section along the line of the contraction joints by drilling holes in the RCC [17]. In addition there are the groutable joint system that has been used in RCC arch-gravity and arch dams.

5.7.2. Grouting of contraction joint

There is a reasonable amount of experience of groutable crack inducers (also referred to as crack directors) in RCC dams in South Africa [18,19]. The groutable joint system that has been used for Wolwedans dam is described in Section 11.5.

In South Africa, the permeability of the RCC/facing concrete contact zone has been found to be the main cause for leakage and grout takes. This has been attributed to four causes : segregation of the RCC during placement, insufficient compaction of the RCC, placement of RCC too long after placement of the facing concrete and stress differences between the RCC and the facing concrete. Segregation of the RCC has been witnessed on several occasions; as the RCC is spread by the bulldozer the larger aggregate tends to come to rest against the facing concrete. Not all the segregated material can be blended into the facing concrete. Compaction of the facing concrete has also been found to be a difficult task especially around the waterstops. Furthermore for fear of displacing shutters, some vibratory roller operators compacting RCC, stay clear of the facing concrete contact zone. This has been confirmed during the grouting process and verified by cores retrieved from the upstream and downstream faces. Segregation was sometimes so severe that grouting had to be done to be able to continue core drilling.

Lorsque la mise en place du BCR a été arrêtée pendant une courte période, on a constaté que l'absorption moyenne de coulis d'injection était moindre que celle correspondant à des niveaux adjacents. Cela a été attribué au fait que la dissipation de chaleur d'hydratation au cours de tels arrêts conduisait à de plus faibles ouvertures de fissures.

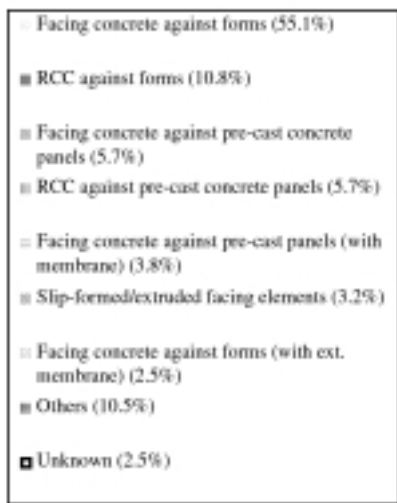
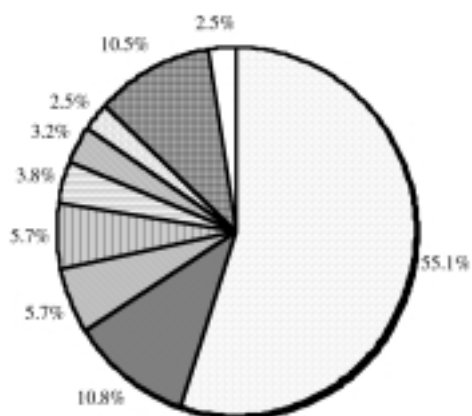
Après l'injection du barrage Wolwedans, les recommandations suivantes ont été faites en vue d'améliorer le système d'injection [19] :

1. Un système comprenant des compartiments d'injection de 5 à 10 m de hauteur, équipés de deux tubes à manchettes (l'un au fond et l'autre servant de renfort, situé 1 m plus haut), ainsi que de rainures collectrices au sommet du compartiment. Le compartiment le plus grand conduit à des forces plus élevées pour faciliter la « précontrainte » destinée à faire face aux effets hydrostatiques.
2. La rainure collectrice située au sommet d'un compartiment, non seulement permettra un meilleur contrôle de l'injection, mais fournira également un moyen de nettoyer les joints. Un waterstop spécial doit cependant être fabriqué à cet effet.
3. L'adoption d'un système de tubes à manchettes en acier facilitera en outre une injection sélective (par exemple, seulement dans la zone amont ou la zone aval), et constituera également un système réinjectable.

Les barrages-voûtes étant sensibles à une fissuration non maîtrisée, non seulement l'espacement mais également les ouvertures des fissures doivent être contrôlés pour réaliser une injection efficace.

5.8. CONSTITUTION DES PAREMENTS DES BARRAGES BCR

Les méthodes utilisées pour constituer les parements des barrages BCR sont indiquées sur la Fig. 15 (pour le parement amont), la Fig. 16 (pour le parement aval) et la Fig. 17 (pour les évacuateurs de crue).



During construction when placement of RCC has been stopped for short period, the average grout absorption have been found to be less than at adjacent levels. This has been attributed to the fact that some of the hydration energy dissipated during the stoppages resulting in smaller crack openings.

After grouting Wolwedans dam the following recommendations were made with a view to improving the grouting system [19] :

1. A system comprising of 5- to 10-m high compartments containing two Tube-à-Manchettes systems, one at the bottom and a backup, 1 m higher, as well as collector grooves at the top of the compartment. The second Tube-à-Manchettes pipe acts as backup. The larger compartment would result in greater forces to facilitate “prestressing” to counteract hydrostatic effects.
2. The collector groove placed at the top of a compartment would not only provide for better control of the grouting, but would also provide a means to clean the joints. A special waterstop detail would however have to be manufactured for this purpose.
3. The use of a steel Tube-à-Manchettes system would furthermore not only facilitate selective grouting (e.g. only upstream or downstream section) but would also result in a re-groutable system.

As arch dams are sensitive to uncontrolled cracking, not only the spacing but also the widths of cracks should be controlled for effective grouting.

5.8. FORMING THE FACES OF RCC DAMS

The methods that have been used to form the faces of RCC dams are shown in Fig. 15 (for the upstream face), Fig. 16 (for the downstream face) and Fig. 17 (for the spillway).

Fig. 15

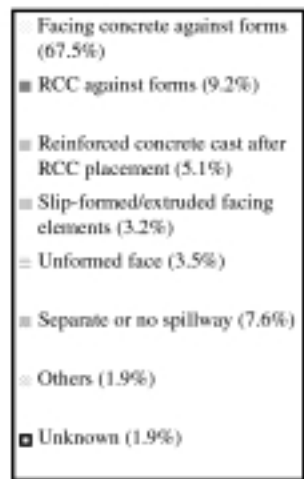
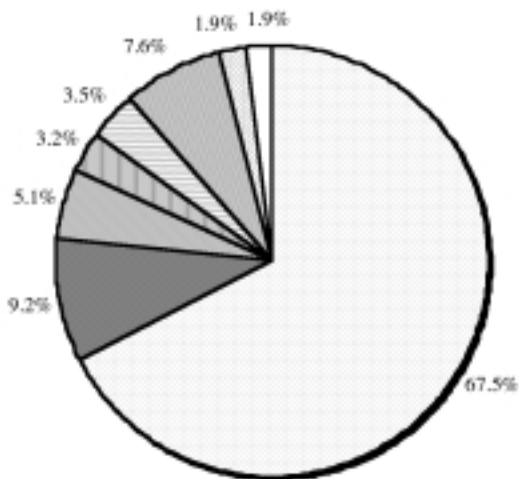
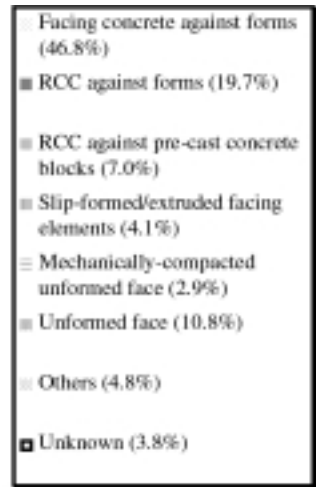
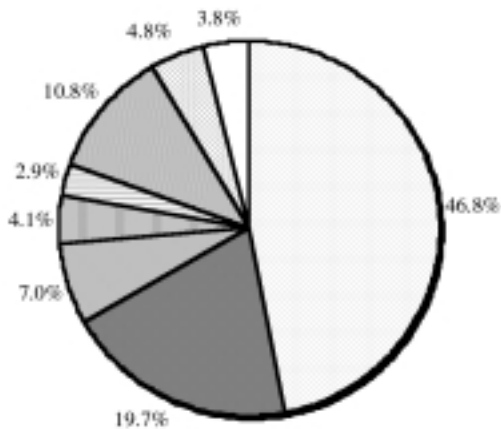
Methods used to form the upstream face of RCC dams

Méthodes utilisées pour constituer le parement amont des barrages BCR

Facing concrete against forms (55.1 %)	<i>Béton de parement contre des coffrages (55,1 %)</i>
RCC against forms (10.8 %)	<i>BCR contre des coffrages (10,8 %)</i>
Facing concrete against pre-cast concrete panels (5.7 %)	<i>Béton de parement contre des panneaux en béton préfabriqués (5,7 %)</i>
RCC against pre-cast concrete panels (5.7 %)	<i>BCR contre des panneaux en béton préfabriqués (5,7 %)</i>
Facing concrete against pre-cast panels (with membrane) (3.8 %)	<i>Béton de parement contre des panneaux préfabriqués (munis d'une membrane imperméable) (3,8 %)</i>
Slip-formed/extruded facing elements (3.2 %)	<i>Éléments de parement exécutés avec un coffrage glissant (3,2 %)</i>
Facing concrete against forms (with ext. membrane) (2.5 %)	<i>Béton de parement contre des coffrages (avec membrane externe) (2,5 %)</i>
Others (10.5 %)	<i>Autres (10,5 %)</i>
Unknown (2.5 %)	<i>Inconnues (2,5 %)</i>

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996



5.8.1. Béton de parement contre des coffrages

La méthode de loin la plus courante pour constituer les parements d'un barrage BCR consiste à mettre en place du béton de parement contre des coffrages : 55 % des barrages pour le parement amont, 47 % pour le parement aval et 68 % pour l'évacuateur de crue. C'est effectivement le procédé « standard » pour constituer les parements d'un barrage BCR. Dans tous les barrages RCD, on a utilisé du béton de parement contre des coffrages depuis Shimajigawa.

Bien que la méthode soit relativement simple, on doit veiller à ce que le support du coffrage soit adéquat (voir sous-chapitre 5.7.2.) et que les opérations de

Fig. 16

Methods used to form the downstream face of RCC dams
Méthodes utilisées pour constituer le parement aval des barrages BCR

Facing concrete against forms (46.8 %)	<i>Béton de parement contre des coffrages (46,8 %)</i>
RCC against forms (19.7 %)	<i>BCR contre des coffrages (19,7 %)</i>
RCC against pre-cast concrete blocks (7.0 %)	<i>BCR contre des blocs en béton préfabriqués (7,0 %)</i>
Slip-formed/extruded facing elements (4.1 %)	<i>Éléments de parement exécutés avec un coffrage glissant (4,1 %)</i>
Mechanically-compacted unformed face (2.9 %)	<i>Parement non coffré, compacté mécaniquement (2,9 %)</i>
Unformed face (10.8 %)	<i>Parement non coffré (10,8 %)</i>
Others (4.8 %)	<i>Autres (4,8 %)</i>
Unknown (3.8 %)	<i>Inconnues (3,8 %)</i>

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

Fig. 17

Methods used to form the spillways of RCC dams
Méthodes utilisées pour constituer les parements des évacuateurs de crue des barrages BCR

Facing concrete against forms (67.5 %)	<i>Béton de parement contre des coffrages (67,5 %)</i>
RCC against forms (9.2 %)	<i>BCR contre des coffrages (9,2 %)</i>
Reinforced concrete cast after RCC placement (5.1 %)	<i>Béton armé exécuté après mise en place du BCR (5,1 %)</i>
Slip-formed/extruded facing elements (3.2 %)	<i>Éléments de parement exécutés avec un coffrage glissant (3,2 %)</i>
Unformed face (3.5 %)	<i>Parement non coffré (3,5 %)</i>
Separate or no spillway (7.6 %)	<i>Évacuateur séparé ou sans évacuateur (7,6 %)</i>
Others (1.9 %)	<i>Autres (1,9 %)</i>
Unknown (1.9 %)	<i>Inconnues (1,9 %)</i>

Note : Data based on the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur les 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

5.8.1. Facing concrete against formwork

By far the most popular method of forming the face of an RCC dam is by placing facing concrete against formwork, in the case of the upstream face in 55 % of dams, in the case of the downstream face 47 % and in the case of the spillway 68 %. This is effectively the 'standard' way of forming the face of an RCC dam. All RCD dams have used facing concrete against formwork since Shimajigawa.

Although the method is relatively simple, care has to be taken to make sure that the support for the formwork is adequate (see Section 5.7.2) and also care has

mise en place du béton de parement et du BCR (et le cas échéant, de la couche de liaison) soient bien coordonnées [20]. Certains projeteurs permettent que le BCR soit mis en place d'abord, et ensuite le béton de parement entre le coffrage et le BCR (le béton de parement étant ainsi retenu sur les deux côtés); toutefois, des essais ont montré [21] que les résultats de cette méthode étaient bien moins satisfaisants que ceux de la méthode consistant à mettre en place d'abord le béton de parement (sans consolidation), puis le BCR (sans compactage par rouleau), avec ensuite vibration du béton de parement (retenu entre le coffrage et le BCR) puis compactage du BCR par rouleau, y compris sur l'interface entre le BCR et le béton de parement – cette méthode est très semblable à celle utilisée pour les parements des barrages RCD [10] et semblable à celle proposée pour le béton de raccordement entre un appui et le corps du barrage (voir sous-chapitre 5.4.4.).

La manipulation et l'élévation des coffrages peuvent devenir le facteur limitatif dans la cadence de mise en place du BCR. Près du sommet d'un barrage, où le volume de BCR par couche est faible et où la surface de coffrage pour les parements amont et aval est relativement importante, le temps pris pour l'installation et le déplacement du coffrage peut dépasser celui correspondant à la mise en place du BCR.

5.8.2. BCR contre des coffrages

La deuxième méthode la plus courante pour constituer les parements du barrage consiste à mettre en place le BCR directement contre les coffrages : environ 10 % des barrages pour le parement amont ainsi que pour l'évacuateur de crue, et 20 % des barrages pour le parement aval. Cette méthode est particulièrement adoptée en Espagne [22] où du BCR à dosage élevé en liant, relativement maniable, est couramment utilisé. Cette méthode de réalisation des parements devient de plus en plus courante et un excellent fini peut être obtenu si le BCR contient suffisamment de pâte et est suffisamment maniable.

5.8.3. Panneaux en béton préfabriqués

Des panneaux en béton préfabriqués ont été utilisés sur le parement amont d'un certain nombre de barrages (un peu plus de 15 %). Dans environ un tiers des cas, le panneau en béton préfabriqué comportait une membrane recouvrant intégralement sa paroi interne. La membrane entre chaque panneau était ensuite soudée pour former une barrière étanche dans la zone amont du barrage. Cette méthode de constitution d'un parement est relativement coûteuse, et la fixation des panneaux ainsi que la soudure de la membrane peuvent conditionner la cadence de mise en place du BCR. Du matériel supplémentaire est nécessaire pour l'installation des panneaux qui doivent être ancrés au corps du barrage (au moyen de barres d'ancrage non susceptibles de corrosion) pour éviter leur rupture lors d'un séisme. Du béton de parement et du BCR ont été placés contre des panneaux sans membrane.

5.8.4. Éléments de parement exécutés au moyen d'un coffrage glissant

L'utilisation d'une machine à paver pour construire des éléments de parement avec un coffrage glissant présente les deux avantages d'éliminer le recours à des coffrages et de séparer la constitution du parement de la mise en place du BCR. Le

to be taken with the co-ordination of the placement of the facing concrete and RCC (and bedding mix should it be required) [20]. Although some Designers allow the RCC to be placed first and then the facing concrete to be placed between the formwork and the RCC (thus giving the facing concrete restraints on both sides), trials have shown [21] that the performance of this method is far less satisfactory than placing the facing concrete first (without consolidation), then placing the RCC (without roller compaction), vibrating the facing concrete (which is restrained by the formwork and the RCC) and then roller compacting the RCC, including over the interface between the RCC and the facing concrete – this is very similar to the method used for the faces of RCD dams [10] and similar to that suggested for the interface concrete between an abutment and the body of the dam (see Section 5.4.4).

Handling and raising formwork may become the limiting factor in the rate of RCC placement. Near the top of a dam, where the volume of RCC per layer is low and the area of formwork for the upstream and downstream faces is relatively large, it can easily take more time to set and move the formwork than it takes to place the RCC.

5.8.2. RCC against formwork

The second most popular method for forming the face of the dam is RCC directly against formwork : approximately 10 % of both the upstream faces and spillways and 20 % of the downstream faces have been formed by this method. It is particularly popular in Spain [22] where relatively workable high-cementitious content RCC is common. This method of forming the face is becoming increasingly popular and an excellent finish can be obtained provided the RCC has sufficient paste and is sufficiently workable.

5.8.3. Pre-cast concrete panels

Pre-cast concrete panels have been used on the upstream face of a number of dams (just over 15 %). In approximately one-third of these cases a membrane was cast integrally on the inside of the pre-cast concrete panel. The membrane between each panel was then welded on site in order to create an impermeable barrier on the upstream side of the dam. This method of forming a face is relatively expensive and the fixing of the panels and the welding of the membrane can become the factor that dictates the rate of placement of the RCC. Additional plant is needed for the installation of the panels and they need to be tied back into the body of the dam (with non-corroding anchors) so that they do not fail in a seismic event. Both facing concrete and RCC have been placed against panels without a membrane.

5.8.4. Slip-forming of facing elements

The use of an off-set paver to slip-form facing elements to create the faces of an RCC dam has the two advantages of eliminating the need for formwork and separating the forming of the face from the placement of the RCC. The RCC can

BCR peut généralement être compacté contre les éléments de parement dans un délai de quatre à huit heures (en fonction des conditions locales). Cette méthode de construction du parement est plus adaptée aux larges vallées et aux grands ouvrages où la cadence de montée du BCR ne dépasse pas celle de l'exécution par coffrage glissant. Au barrage Upper Stillwater (États-Unis), il fut possible de maintenir une cadence moyenne de montée de 0,6 m par jour malgré la longueur du barrage dépassant 800 m [9]. Des carottes extraites horizontalement à travers les éléments du parement et jusque dans le BCR montrèrent qu'une bonne liaison existait entre les deux bétons. Lorsque cette méthode de constitution de parement est utilisée, un dispositif d'étanchéité de joint est nécessaire, tel que celui utilisé au barrage New Victoria (Australie) [23].

5.8.5. Membrane externe

En vue de constituer une barrière imperméable, certains barrages BCR à faible dosage en liant ont été munis d'une membrane externe. La membrane recouvre complètement le parement amont et sa fixation intervient après l'achèvement du bétonnage du barrage. Son installation ne perturbe donc pas la construction (bien qu'un certain temps doive être prévu pour la fixation de la membrane après l'achèvement du barrage). Cette méthode avec mise en place d'une barrière étanche a été adoptée sur quatre pour cent environ des barrages BCR.

5.8.6. Blocs en béton préfabriqués

Des blocs en béton préfabriqués ont été utilisés pour constituer le parement aval (et dans quelques cas pour l'évacuateur de crue) de barrages BCR. Cette méthode est équivalente à l'utilisation de panneaux en béton préfabriqués sur le parement amont. En général, les blocs sont emboîtés afin qu'ils constituent un support pour ceux mis en place après. Cette méthode est couramment adoptée en Chine [17].

5.8.7. Parement aval non coffré

Un certain nombre des premiers barrages BCR avaient leur parement aval non coffré. Le BCR était mis en place suivant son angle de talus naturel qui se situe entre 0,80 : 1 [20] et 1,00 : 1 [24] (H : V). Cependant, le dernier barrage BCR ayant un parement aval non coffré a été Zintel Canyon (États-Unis) [15] en 1992, et la méthode n'a plus la faveur depuis quelque temps.

Une technique utilisée en France [25] pour la constitution du parement aval sans recours à des coffrages est le compactage du talus aval au moyen d'une plaque vibrante montée sur un tracteur.

Un des inconvénients de cette méthode de constitution d'un parement est que les conducteurs des rouleaux répugnent généralement à compacter près du bord du parement aval et il y a ainsi un risque qu'une partie du parement aval ne soit pas compactée [26] ; à Willow Creek (États-Unis) cette zone atteignait 500 mm. Certains projeteurs demandent que le parement soit réglé après compactage pour résoudre ce problème.

usually be compacted against the facing elements within four to eight hours (depending upon the site conditions). This method of forming the face is more applicable to wide valleys and large projects where the rate of rise of the RCC does not exceed the rate of slip-forming. At Upper Stillwater (USA) it was possible to maintain an average production rate of 0.6-m vertical rise per day in spite of the dam having a length of over 800 m [9]. Cores taken horizontally through the facing elements into the RCC showed that good bond was being achieved between the two concretes. When this method of forming the face is used, some form of external joint seal is required, such as that used at New Victoria dam (Australia) [23].

5.8.5. External membrane

In order to provide an impermeable barrier, an external membrane has been fitted to some low-cementitious RCC dams. The membrane completely covers the upstream face and it is fixed as a separate activity after completion of the dam. It therefore does not create an impediment to construction (although time has to be allowed for the fixing of the membrane after completion of the dam). This method of creating a watertight barrier has been used on some four percent of RCC dams.

5.8.6. Pre-cast concrete blocks

Pre-cast concrete blocks have been used for the downstream face (and in a few cases for the spillway) of RCC dams. This is equivalent to the use of pre-cast concrete panels on the upstream face. Usually the concrete blocks are interlocking so that support for the new block is obtained from the previously-placed blocks. This method of forming the face is particularly popular in China [17].

5.8.7. Unformed downstream face

A number of the early RCC dams had unformed downstream faces. The RCC is allowed to form its natural angle of repose that is somewhere between 0.80:1 [20] and 1.00:1 [24] (H:V). However, the last RCC dam to have an unformed downstream face was Zintel Canyon (USA) [15] in 1992 and the method has recently been out of favour.

A modification of the unformed face has been used in France [25] in which the outside face is compacted with a vibratory plate fixed on a tractor.

One of the disadvantages of this method of forming a face is that roller operators are usually unwilling to compact near to the edge of the downstream face and thus there is a potential for a part of the downstream face to be uncompacted [26]; at Willow Creek (USA) it was as much as 500 mm. Some Designers call for the face to be trimmed after compaction to try to overcome this problem.

En outre, il y a des exemples de sévères dégradations de parements aval, lorsque de l'eau s'est infiltrée le long de joints horizontaux et a gelé au cours de l'hiver. Par conséquent, lorsque cette méthode est utilisée pour la constitution d'un parement aval (et, en particulier, d'un évacuateur de crue), il est prudent que les projeteurs situent la ligne réelle de construction un peu à l'extérieur de la ligne structurale (surépaisseur de construction).

5.8.8. Autres méthodes

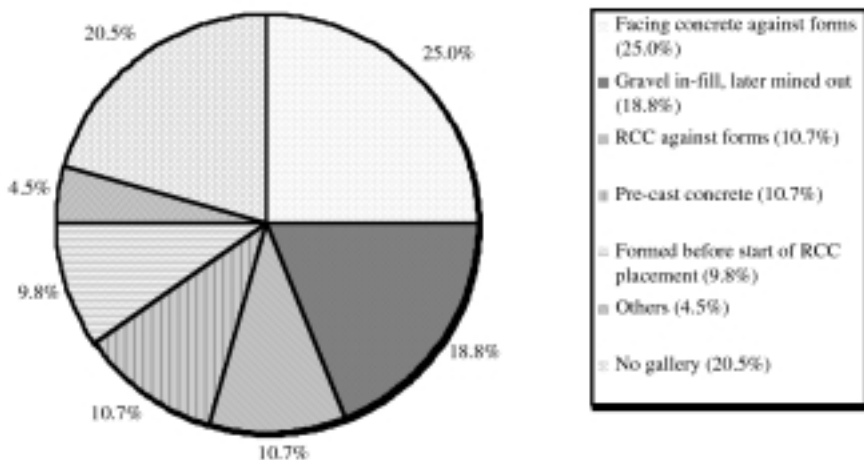
Un certain nombre d'autres méthodes ont été utilisées pour essayer de constituer les parements de barrages BCR, en particulier le parement amont. Chacune de ces méthodes a été utilisée sur moins de 2,5 % des barrages BCR; elles sont indiquées dans la base de données figurant dans l'Annexe A.

5.8.9. Évacuateurs de crue en forme d'escalier

Vingt-sept pour cent des barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996 ont des évacuateurs de crue en forme d'escalier (soit 30 % des barrages BCR ayant des évacuateurs de crue). En outre, 34 % des barrages ont des parements aval en marches d'escalier.

5.9. GALERIES

Les diverses méthodes qui ont été utilisées pour construire des galeries dans des barrages BCR sont indiquées sur la Fig. 18. La plus courante est, sans surprise, la même que celle le plus souvent adoptée pour constituer les parements du barrage, c'est-à-dire la mise en place du béton de parement contre des coffrages. En deuxième rang se situe la méthode consistant à utiliser un remplissage en gravier qui est excavé ultérieurement. Cette méthode était souvent adoptée dans les premiers barrages BCR, mais l'a été moins dans les derniers barrages – elle a été utilisée sur seulement trois des trente derniers barrages (soit 10 %). Un certain nombre de perfectionnements ont été apportés à ce procédé, par exemple, l'utilisation de coffrage entre le remblai de remplissage et le BCR pour obtenir un meilleur fini de la paroi de la galerie et une excavation plus facile du gravier.



In addition there are examples of severe degradation of downstream faces where water has percolated along horizontal joints and frozen during winter conditions. Consequently when using this method to form a downstream face (and in particular a spillway), Designers might consider it to be prudent to create the actual construction line of the dam somewhere outside the structural line (over-build).

5.8.8. Other methods

A significant number of other methods have been used to try to form the face of RCC dams, in particular the upstream face. Each of these methods has been used on less than 2.5 % of RCC dams and are included in the data-base in Appendix A.

5.8.9. Stepped spillways

Twenty-seven percent of the RCC dams completed at the end of 1996 had stepped spillways (or 30 % of those dams that had spillways). In addition 34 % of the dams had stepped downstream faces.

5.9. GALLERIES

The various methods that have been used to form galleries in RCC dams are shown in Fig. 18. The most popular is not surprisingly the same as the most popular for forming the faces of the dam, i.e. the placing of facing concrete against formwork. The next most popular is the use of a gravel in-fill that is later mined out. This was very popular with early RCC dams but is rather less popular with the latest dams, only three of the last 30 dams (i.e., 10 %) using this method. There have been a number of refinements of forming the gallery in this way, for example, the use of formwork between the in-fill and the RCC to create a rather better finish and to make the removal of the gravel easier.

Fig. 18

Methods used to form the galleries in RCC dams
Méthodes utilisées pour construire des galeries dans des barrages BCR

Facing concrete against forms (25.0 %)	<i>Béton de paroi contre des coffrages (25,0 %)</i>
Gravel in-fill, later mined out (18.8 %)	<i>Remplissage en gravier, excavé ultérieurement (18,8 %)</i>
RCC against forms (10.7 %)	<i>BCR contre des coffrages (10,7 %)</i>
Pre-cast concrete (10.7 %)	<i>Éléments en béton préfabriqués (10,7 %)</i>
Formed before start of RCC placement (9.8 %)	<i>Construction avant le début de mise en place du BCR (9,8%)</i>
Others (4.5 %)	<i>Autres (4,5 %)</i>
No gallery (20.5 %)	<i>Sans galerie (20,5 %)</i>

Note : Data based on 112 of the 157 RCC dams that had been completed at the end of 1996

Données basées sur 112 des 157 barrages BCR achevés à la fin de l'année 1996

Trois autres méthodes ont été utilisées pour constituer des galeries, chaque méthode ayant été appliquée sur 10 % des barrages considérés : BCR contre des coffrages, procédé de plus en plus adopté comme pour la constitution des parements des barrages; éléments en béton préfabriqués; et construction de la galerie avant le début de mise en place du béton. Ce dernier procédé n'est utilisé que dans le cas de barrages de petites et moyennes dimensions, et est choisi pour éviter toutes interférences avec la mise en place du BCR. D'autres méthodes ont été utilisées : creusement du BCR frais et constitution des éléments de paroi par coffrage glissant.

5.10. CURE ET PROTECTION DU BCR

Après la mise en place et le compactage du BCR, la surface des couches doit être maintenue humide continuellement 24 heures sur 24, et protégée contre la dessiccation ou le gel avant la mise en place de la couche suivante, comme dans le cas du béton classique. La surface doit être propre et dans un état SSD (saturated-surface-dry), ou proche, juste avant l'épandage de la couche suivante. La surface sera également protégée contre le gel au moyen de couvertures en plastique (ou autres moyens) jusqu'à ce qu'elle atteigne une maturité suffisante.

La cure de la dernière couche de BCR sera maintenue sur une période qui dépasse en général 14 jours. Le compound de cure est généralement considéré comme inadapté du fait de la difficulté de réaliser un recouvrement à 100 % de la surface relativement rugueuse, du fait des dommages probables causés par les travaux et de la faible teneur en eau initiale au sein du mélange, et, enfin, du fait de l'impossibilité de la maîtrise de la température de surface associée à la cure humide lorsqu'il y a une humidité ambiante relativement faible. Une cure efficace peut être obtenue en recouvrant le béton d'une couche de sable humide qui fournira également une protection thermique.

Au cours des travaux, la meilleure méthode de cure est de disposer de camions-citernes sur la zone de bétonnage 24 heures sur 24, 7 jours sur 7. Lorsque la main-d'œuvre n'est pas coûteuse et/ou lorsque la zone est trop encombrée pour permettre une utilisation satisfaisante des camions, l'emploi de systèmes d'aspersion et de tuyaux tenus à la main peut être plus efficace. Les camions distribueront un film humide qui ne délavera pas, n'érodera pas la surface, ni ne produira pas de flaques d'eau. Ils seront complétés par des tuyaux d'arrosage tenus à la main, qui peuvent atteindre les endroits inaccessibles aux camions. Il faut prévoir de maintenir la surface humide pendant que les camions refont le plein de carburant ou d'eau, ou lorsqu'ils sont en cours d'entretien. Il faut également veiller à ce que les camions fassent le moins de demi-tours possible et qu'ils évitent d'endommager la surface du béton.

En cours de bétonnage, une légère pluie peut être tolérée à condition que les engins ne transportent pas de boue sur le BCR ou qu'ils n'introduisent aucune humidité sur la surface, causant ainsi des dégâts au béton compacté. Des dégâts deviennent évidents lorsque le rouleau commence à ramasser du matériau sur son tambour; c'est à ce moment là que le bétonnage doit être arrêté. Lorsque des tapis transporteurs sont utilisés et qu'il y a peu ou pas de circulation d'engins sur le BCR,

Three other methods have been used for forming some 10 % of galleries : RCC against formwork, this is growing in popularity in the same way as it is for the forming of the faces of the dam; pre-cast concrete panels or blocks; and the forming of the gallery before the start of placement. The latter is only being used in small- and medium-sized dams but is done to avoid all interference with the RCC placement. Other methods that have been used are trenching of the fresh RCC and slip-forming of facing elements.

5.10. CURING AND PROTECTION OF RCC

After the RCC has been placed and compacted, the surface of the layers should be kept continuously moist 24 hours a day and protected from drying or freezing prior to placement of the next layer as would concrete placed by traditional methods. The surface should be clean and at, or near, a saturated-surface-dry (SSD) condition just prior to placement of the next layer. The surface should also be protected from freezing by insulating with plastic thermal blankets (or some other means) until it gains sufficient maturity.

The final layer of RCC should be cured for an appropriate time, generally in excess of 14 days. Curing compound is generally considered unsuitable because of the difficulty in achieving 100 % coverage on the relatively rough surface, the probable damage from construction activity, the low initial moisture in the mixture, and the loss of beneficiary surface temperature control that is associated with moist curing when there is low relative humidity. An effective cure is covering with a layer of damp sand which will also provide beneficial thermal protection.

During construction, curing is most conveniently accomplished with water trucks that stay on the placement 24 hours a day, seven days a week. Where labour is inexpensive and/or the area is too congested for effective use of trucks, sprinkler systems and hand-held hoses may be more efficient. The trucks should apply a fine mist that does not wash nor erode nor puddle on the surface. They should be augmented with hand-held hoses for reaching areas inaccessible to the trucks. Provision should be made for keeping the surface damp while the trucks are fuelled, maintained, and refilled with water. Care should be exercised to keep the amount of turning of the trucks and disruption to the surface at a minimum.

During placing, a light rain can be tolerated providing that equipment does not track mud onto the RCC or begin to drive moisture into the surface, damaging the compacted concrete. Damage is evident when the roller begins to pick up material on the drum ; it is then that placing should be discontinued. When conveyors are used for delivery and little or no vehicular traffic is necessary on the RCC, construction can continue in damp weather but may require a gradual decrease in

les travaux peuvent continuer par temps humide mais il faudra envisager une diminution progressive de la quantité d'eau du mélange à cause du degré plus élevé d'humidité. Le moment où des dégâts apparaissent lorsque le béton est mis en place sous une trop forte humidité est facile à détecter et cela arrive généralement subitement.

Dès qu'une couche de BCR bien conçue a été compactée, elle devient imperméable et, à condition qu'il n'y ait aucune activité ou circulation d'engins sur sa surface, elle ne pourra être endommagée si ce n'est par une forte pluie. Dès que la surface a commencé à sécher naturellement pour donner son état SSD, ou après l'élimination de l'eau par un dispositif aspirant monté sur camion, ou autres moyens, les travaux peuvent reprendre.

Comme pour un béton traditionnel, il faut prévoir, le cas échéant, une protection contre les températures extrêmes.

La chaleur dégagée continuellement par la masse du BCR et la mise en place continue peuvent se combiner pour autoriser le bétonnage par temps relativement froid, même pour des températures ambiantes de gel, à condition que la surface se maintienne au moins à 1 °C au-dessus du point de congélation jusqu'à ce qu'elle soit recouverte par la couche suivante. Sous des climats froids, une attention particulière sera portée aux problèmes susceptibles d'être causés par le refroidissement rapide de la grande surface de BCR exposée au froid, surtout pendant la nuit. Une isolation sous forme de couvertures en plastique peut être adoptée pour empêcher la perte rapide de chaleur et une éventuelle fissuration de la masse. Au barrage Platanovryssi (Grèce), le bétonnage pouvait être poursuivi avec des températures aussi basses que - 8 °C, en utilisant de telles couvertures isolantes sur toute la surface de bétonnage (y compris sur les parements amont et aval), sauf dans les zones de faible étendue où le BCR était en cours de mise en place.

5.11. REFERENCES

1. UJIIE, K.
Efficient construction of Miyagase dam and the RCD method
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995
2. OURY, R. and SCHRADER, E.K.
Mixing and delivery of roller-compacted concrete
in *Roller-compacted concrete III*, ASCE, New York, 1992
3. HIROSE, T, and YANAGIDA, T.
Some experience gained in construction of Shimajigawa and Ohkawa dams
Proceedings of International Conference "Rolled Concrete for dams", CIRIA, London, June 1981
4. JACKSON, H.
The construction of Middle Fork and Galesville RCC dams
Water Power and Dam Construction, London, January 1986

the amount of mixing water used because of the higher humidity. The point at which damage first occurs from operating under conditions that are too wet is generally obvious and usually sudden.

Immediately after a layer of well-designed RCC has been compacted, it is essentially impermeable and will not be damaged except by heavy rains, providing that there is no activity or traffic on it. After the surface has begun to dry naturally to an SSD condition, or after the water has been removed by vacuum truck or some other means, construction can resume.

Protection from temperature extremes should be provided where appropriate, in the same way as for traditionally-placed concrete.

The continuous heat generating from the RCC mass and the continuous placing sequence can combine to allow placement in cool weather, even when ambient conditions occasionally drop below freezing, providing that the surface stays above at least 1 °C until covered by the subsequent lift of RCC. In cold climates, attention must be given to the potential problems caused by rapid cooling of the large-exposed RCC surface, particularly during night-time temperatures. Insulation in the form of plastic thermal blankets can be used to prevent rapid heat loss and possible thermal cracking of the mass. Placement was able to continue at Platanovryssi (Greece) with temperatures as low as minus 8 °C by very careful use of thermal blankets that covered the whole placement (including the upstream and downstream faces) except for the small area in which the RCC was being placed.

5. WANG, B., WANG, D. and HE, Y.
The construction of Puding RCC arch dam
Hydropower and Dams, London, March 1994
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Roller-compacted concrete
ACI Committee 207, Chicago, 1997
7. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Reference to Photograph 5.2 in Report (loading hopper from conveyor)
ACI Committee 207, Chicago, 1997
8. ALZU, S., IBÁÑEZ, R. and PALACIOS, P
Roller-compacted concrete used for construction of the Maroño dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
9. McTAVISH, R.F.
Construction of Upper Stillwater dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988

10. JAPANESE MINISTRY OF CONSTRUCTION
Design and Construction Manual for RCD concrete
Technology Centre for National Land Development, Tokyo, 1981
11. GERINGER, J.J.
The design and construction of RCC dams in Southern Africa
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
12. RAGAN, S.A.
Evaluation of frost resistance of roller-compacted concrete pavements
65th Annual Meeting, Transportation Research Board, USA, 1986
13. HOPMAN, D.R. and CHAMBERS, D.R.
Construction of Elk Creek dam
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
14. HOLLENBECK, R.E. and TATRO, S.B.
Non-linear incremental structural analysis of Zintel Canyon dam
ERDC/SL TR-00-7, US Army Engineer Research Development Center,
Vicksburg, Mississippi, September 2000
15. LIU, T.C. and TATRO, S.B.
Performance of roller-compacted concrete dams: Corps of Engineer's
experience
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
16. FORBES, B.A. and DELANEY, M.
Design and construction of Copperfield River Gorge dam
ANCOLD Bulletin N° 71, August 1985
17. SHEN, C.G.
New technical progress of RCC dam construction in China
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
18. OOSTHUIZEN, C., HATTINGH, L. C. and van der SPUY, J.
Design, construction, grouting and monitoring of induced cracks in RCC dams
Proceedings of International Symposium on Research and development in the
field of dams, Crans-Montana, Switzerland, Sept. 1995

19. HATTINGH, L.C., HEINZ, W.F. and OOSTHUIZEN, C.
Joint grouting of a RCC arch/gravity dam : practical aspects
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
20. ELIAS, G.C., CAMBELL, D.B. and SCHRADER, E.K.
Monksville dam - a roller-compacted concrete water supply structure
Q. 57-R. 12, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985
21. NOLLET, M.J. and ROBITAILLE, F.
General aspect of design and thermal analysis of RCC Lac Robertson dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
22. ALONSO-FRANCO, M.
Compacted concrete dams in Spain. Evolution and constructive details
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
23. DUNSTAN, M.R.H., WARK, R.J. and MANN, G.B.
New Victoria dam, Western Australia.
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
November 1991, Beijing, China
24. BRETT, D.M.
Craigbourne dam, design and construction
ANCOLD Bulletin N° 74, August 1986
25. BOUYGE, B., GARNIER, G., JENSEN, A., MARTIN, J.P., and
STERENBERG, J.
Construction et contrôle d'un barrage en béton compacté au rouleau (BCR) : un
travail d'équipe
Q. 62-R. 34, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988
26. FORBES, B.A.
Australian RCC practice: nine dams all different
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

6. CONTRÔLE QUALITÉ

6.1. GÉNÉRALITÉS

Si le Contrôle Qualité est habituellement considéré comme une activité exercée au cours de la mise en place du BCR, il est également important que le contrôle soit étendu à la conception, au projet, à l'établissement des spécifications, à l'organisation et aux phases initiales de la construction d'un barrage BCR [1].

La construction rapide, qui est l'un des facteurs-clés de l'économie associée aux barrages BCR, fait que le contrôle de la qualité des constituants du béton et des installations de fabrication est un élément très important dans l'obtention de la qualité du béton. Une fois le BCR fabriqué et compacté dans le barrage, il est coûteux et irréaliste d'enlever le matériau défectueux. Le contrôle qualité après la fabrication permettra une vérification finale des propriétés du béton. Sur le chantier du barrage, le contrôle qualité du béton frais doit s'appuyer sur des méthodes d'essai pouvant indiquer rapidement la qualité du béton et tous ajustements mineurs pour maintenir le béton conforme aux spécifications. D'autres essais seront, bien entendu, nécessaires pour connaître les propriétés du béton, comme dans le cas de toute autre construction en béton.

6.2. INSTALLATIONS DE DOSAGE ET DE MALAXAGE

Un contrôle qualité est nécessaire sur les installations de dosage et de malaxage du BCR. Des normes de niveau élevé relatives à la fabrication, à l'installation et à l'entretien sont requises pour assurer une fabrication continue d'un béton de bonne consistance. Les prescriptions sont les mêmes que celles concernant une centrale de fabrication de béton classique. Dans certains pays, les centrales à béton peuvent être certifiées conformes à une Norme [2]. De telles Normes indiqueront la précision exigée pour la centrale à béton, des normes d'entretien, etc. La variabilité du béton malaxé sera généralement mesurée à des intervalles de temps pour vérifier que les installations de dosage et de malaxage fonctionnent de façon satisfaisante.

Les installations modernes de dosage et de malaxage sur les chantiers de grands aménagements BCR comprennent généralement des bétonnières du type à gâchées (et moins souvent des bétonnières à fonctionnement continu – voir Fig. 12), qui produisent un béton uniforme non sujet à ségrégation et ne demandant pas un remalaxage. Toutefois, le béton doit être contrôlé à chaque transport et déchargement, sur le plan de la ségrégation. Des bétonnières à tambour sont parfois utilisées pour de petits barrages BCR et le mélange doit être ajusté périodiquement en vue d'obtenir un matériau présentant des propriétés uniformes.

Le matériel de fabrication du BCR doit être installé sur le site suffisamment tôt pour permettre d'effectuer des essais en vraie grandeur bien avant le début de mise en place du BCR dans le barrage (voir sous-chapitre 4.5.3.). Une autre exigence concernant le matériel est un approvisionnement convenable en pièces de rechange pour tous les éléments-clés afin d'assurer une production continue.

6. QUALITY CONTROL

6.1. GENERAL

While Quality Control (QC) is customarily considered to be an activity performed during RCC placement, it is also important that the degree of control be considered during design, specification, planning and the initial phases of construction of an RCC dam [1].

Rapid construction, which is one of the keys to the economics of RCC dams, causes quality control of the concrete constituents and the production facilities to be a most important factor in ensuring concrete quality. Once the RCC has been produced and compacted in the dam, it is expensive and unrealistic to remove the deficient material. Quality control after production should provide final verification of the concrete properties. At the dam, quality control of the fresh concrete must thus emphasise test methods that can give a quick indication of concrete quality and an indication of any minor adjustments required to maintain the concrete within the Specification. Further testing will of course be required for documentation of concrete properties, as for any other concrete construction.

6.2. CONCRETE BATCHING AND MIXING PLANT

Quality control is required on the assembled RCC batching and mixing plant. High standards of manufacture, assembly and maintenance are required to ensure continuous production of concrete with consistent properties. The requirements are the same as those pertaining to a plant for conventional concrete. In some countries concrete-manufacturing plants may be certified as conforming to a Standard [2]. Such Standards will indicate required accuracy for the batching plant, maintenance standards, etc. The variability of the mixed concrete is commonly measured at intervals to verify that the batching and mixing plant is performing satisfactorily.

Modern mixing and batching plants for large RCC projects generally comprise batch mixers (and less often continuous mixers – see Fig. 12) which produce uniform concrete not prone to segregation nor requiring re-mixing. However, concrete must be checked at each transfer and discharge facility for segregation. Simple drum mixers are occasionally used for small RCC projects and the mixture may have to be adjusted periodically to obtain material with uniform properties.

RCC equipment should be at the site at an early stage so that trial testing at the full-scale test section can be performed well in advance of first RCC placement in the dam (see Section 4.5.3). Another requirement for equipment supply is the ample provision of spare parts for all key plant in order to guarantee uninterrupted production.

6.3. MATÉRIAUX

Les granulats pour BCR sont soumis aux mêmes contrôles de qualité que ceux entrant dans la composition du béton classique. Les essais correspondants figurent dans le Tableau 9. L'importance relative de certaines propriétés des granulats peut être différente pour les deux types de béton.

Tableau 9
Essais-types de contrôle qualité [3]

Matériau	Type d'essai	Norme d'essai ¹	Fréquence ²
Ciment	Propriétés physiques et chimiques	ASTM C150	Certificat du fabricant ou pré-qualification
Pouzzolane	Propriétés physiques et chimiques	ASTM C618	Certificat du fabricant ou pré-qualification
Adjuvant		ASTM C494 ASTM C128	Certificat du fabricant
Granulats	Densité relative et absorption	ASTM C127 ASTM C128	Un par mois ou 50 000 m ³
Granulats	Particules plates et allongées	BS812	Un par mois ou 50 000 m ³
Granulats	Abrasion Los Angeles	ASTM C131	Un par mois ou 50 000 m ³
Granulats	Granulométrie	ASTM C117 ASTM C136	Un par poste ou un par jour
Granulats	Teneur en eau	ASTM C566 ASTM C70	Avant chaque poste ou selon les nécessités
BCR	Maniabilité	ASTM C1040	500 m ³ ou selon les nécessités
BCR	Granulométrie	ASTM C117 ASTM C 136	1 000 m ³ ou selon les nécessités
BCR	Densité du béton frais	ASTM C1040	1 000 m ³ ou selon les nécessités
BCR	Teneur en eau séchage au four	ASTM C566	1 000 m ³ ou selon les nécessités
BCR	Température	ASTM C1064	100 m ³ ou selon les nécessités
BCR	Variabilité des méthodes de malaxage	ASTM C172, C1078, C1079 ou spéciale	Deux par mois ou 25 000 m ³
BCR	Résistance à la compression	ASTM C1176 ou utilisation d'une dame	Deux par jour ou 1 000 m ³
BCR	Résistance à la traction (directe et/ou indirecte)	Spéciale ou ASTM C496	Un par jour ou 2 000 m ³
BCR	Module d'élasticité	ASTM C469	Un par jour ou 2 000 m ³

Notes : 1. Ou autre Norme appropriée

2. La fréquence dépendra des dimensions de l'ouvrage et du niveau de contrôle requis

La qualité des granulats requise pour un BCR dépend des dimensions du barrage et du niveau des contraintes. Un petit barrage situé dans une zone non sismique et présentant de faibles contraintes aura un comportement satisfaisant avec des granulats de moins bonne qualité que celle exigée pour les granulats du béton d'un grand barrage avec des contraintes élevées. Ces considérations peuvent influencer sur le choix de l'origine des granulats et réduire le coût d'un barrage.

La qualité du barrage dépendant d'une cadence élevée de production, de grands stocks de granulats peuvent être nécessaires pour que l'installation de

6.3. MATERIALS

Aggregate for RCC is subject to the same quality controls as conventional concrete. Tests for this purpose are included in Table 9. The relative importance of some aggregate properties may be different for the two types of concrete.

Table 9
Typical quality control tests [3]

Material tested	Test procedure	Test Standard ¹	Frequency ²
Cement	Physical and chemical properties	ASTM C150	Manufacturer's certificate or pre-qualification
Pozzolan	Physical and chemical properties	ASTM C618	Manufacturer's certificate or pre-qualification
Admixture		ASTM C494 ASTM C128	Manufacturer's certificate
Aggregates	Relative Density and Absorption	ASTM C127 ASTM C128	One per month or 50 000 m ³
Aggregates	Flat and elongated particles	BS812	One per month or 50 000 m ³
Aggregates	Los Angeles Abrasion	ASTM C131	One per month or 50 000 m ³
Aggregates	Gradation	ASTM C117 ASTM C136	One per shift or One per day
Aggregates	Moisture content	ASTM C566 ASTM C70	Before each shift or as required
RCC	Workability	ASTM C1040	500 m ³ or as required
RCC	Gradation	ASTM C117 ASTM C 136	1 000 m ³ or as required
RCC	Fresh density	ASTM C1040	1 000 m ³ or as required
RCC	Oven-dry - Moisture content	ASTM C566	1 000 m ³ or as required
RCC	Temperature	ASTM C1064	100 m ³ or as required
RCC	Variability of Mixing procedures	ASTM C172, C1078, C1079 or special	Two per month or 25 000 m ³
RCC	Compressive strength	ASTM C1176 or tamper	Two per day or 1 000 m ³
RCC	Tensile strength (direct and/or indirect)	Special or ASTM C496	One per day or 2 000 m ³
RCC	Elastic modulus	ASTM C469	One per day or 2 000 m ³

Notes: 1. Or other appropriate Standard

2. Frequency will be dependant upon the size of project and the degree of control required

The aggregate quality required for RCC depends on the size of the dam and the stress level. A small dam in an aseismic location with its low stresses will perform well with a less strong aggregate than that required for a large dam with high stresses. Such considerations may affect the choice of aggregate source and may reduce the cost of a dam.

As dam quality is dependent on a high rate of production, large reserves of aggregate may be required to prevent the aggregate processing plant from being a

traitement des granulats ne soit pas un élément critique dans la fabrication du béton. Les dimensions du stock dépendront de nombreux facteurs, tels que l'éloignement du site, les conditions logistiques, la disponibilité de zones de stockage, et les facilités d'entretien et de réparation du matériel. Suivant les dimensions du barrage et la sûreté de la fourniture, la taille du stockage initial pourra correspondre à un tiers de la production totale ou à trois mois de fourniture.

Le contrôle de la qualité des fines (éléments inférieurs à 75 μm) est également important. Ces éléments jouent un rôle primordial dans la réduction du volume des vides à des limites acceptables, en particulier dans les barrages BCR à faible dosage en liant. Cette catégorie de matériau est donc essentielle pour la résistance et, dans une moindre mesure, également pour le niveau de perméabilité étant donné que le parement amont sera probablement le principal élément imperméable. Une production appropriée de fines naturelles (silt) et de fines artificielles (fines de broyage de roche) nécessitera des ajustements convenables des installations. Le dosage final en fines exigera un contrôle pour maintenir le BCR uniforme. Le contrôle qualité des fines doit fournir une telle souplesse.

La teneur en eau, principalement à l'intérieur des fines et des classes inférieures de granulats, requiert un contrôle soigné pour maintenir la consistance du BCR. Cela est réalisé au moyen d'essais courants sur des éprouvettes provenant de la centrale à béton. La connaissance de la teneur en eau permet de faire des ajustements sur le dosage en eau de malaxage. La résistance et la maniabilité du BCR sont très sensibles à la teneur en eau libre. La fréquence des essais dépend des conditions ambiantes. S'il n'y a pas de contrôle automatique, les teneurs en eau peuvent faire l'objet d'essais toutes les 15 minutes ; cependant, dans le cas de grands ouvrages avec mesures automatiques à la centrale à béton, des mesures de teneur en eau effectuées à chaque poste, ou plus fréquemment dans des conditions particulières, seront suffisantes.

6.4. ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR

L'essai en vraie grandeur est une partie essentielle du programme de contrôle qualité. Outre les essais concernant le matériel de production et de mise en place, les essais exécutés à ce stade peuvent constituer la base de données nécessaire pour évaluer la qualité du BCR à partir des résultats des essais préliminaires. Pour tous les barrages, sauf les plus petits, il est fortement recommandé d'effectuer des essais en vraie grandeur avant le début de mise en place du béton dans le barrage.

Le premier BCR mis en place dans le barrage le sera au point le plus bas et donc dans une zone de bétonnage parmi les plus critiques. Par conséquent, la zone des essais sera située en dehors du corps du barrage, ou dans une zone moins critique des travaux, telle que la partie supérieure d'un appui ou une zone d'un bassin d'amortissement. Les objectifs des essais sont les suivants :

1. Formation du personnel qui travaillera sur le barrage ; seuls les agents qui ont participé aux essais en vraie grandeur seront autorisés à intervenir dans les premières étapes de mise en place du BCR.

2. Démonstration et confirmation de la convenance du matériel et des méthodes que l'entrepreneur à l'intention d'utiliser pour le malaxage, la manutention

critical element in concrete production. The size of the reserve will depend on many factors such as the remoteness of the site, logistical conditions, availability of storage areas and facilities for maintenance and repair of equipment. Depending on the size of the dam and the reliability of the supply, initial stockpile sizes might have to be equal to one third of the total production or three months supply.

Also important is the quality control of fines (fraction below 75 μm). This fraction is the key to reducing the void volume, especially in low-cementitious RCC dams, to acceptable limits. It is therefore crucial for strength and, in a lesser way, also for permeability as the upstream facing will probably be the main impermeable element. Appropriate production of both natural (silt) and artificial (rock flour) fines will need adequate plant adjustments. The final content of fines needs to be checked to maintain uniform RCC. Quality control of fines has to provide such flexibility.

The moisture, mainly within the fines and smaller aggregate fractions, needs careful control to maintain RCC consistency. This is accomplished by routine tests from samples taken at the batching plant. Knowledge of the moisture content allows adjustments to be made to the amount of mixing water. The strength and workability of RCC is very sensitive to the free water content. The frequency of tests depends on ambient conditions. If there is no automatic control, the moisture contents might have to be tested every 15 minutes, however on larger projects with automatic measurement at the concrete plant, moisture measurements every shift, or more frequently in particular conditions, should be sufficient.

6.4. FULL-SCALE TRIAL

The full-scale trial is an essential part of the QC programme. In addition to the testing of the production and placing equipment, the testing done at this stage can form the database required to judge the RCC quality from preliminary test data. For all but the smallest dams, it is strongly recommended that a full-scale trial be constructed prior to the start of placement in the dam.

The first RCC that will be placed in the dam will be typically at the lowest point and thus amongst the most critical concrete in the dam. Consequently the trial should be outside the dam body or in a less-critical section of the work such as high on one abutment or as part of a stilling basin. The objectives of the trial are typically :

1. To train the personnel who will work on the dam; only those that have worked on the full-scale trial should be allowed to work on the initial stages of the RCC placement.
2. To demonstrate and confirm the suitability of the equipment and procedures the Contractor intends to use for mixing, handling and placing the RCC (and any

et la mise en place du BCR (et de tout béton traditionnel associé). Toutefois, les essais ne seront pas exécutés à l'époque où l'entrepreneur installe son matériel; toutes les installations seront entièrement opérationnelles avant le début des essais.

3. Évaluation du comportement du BCR, à savoir, ségrégation, dosages et compactibilité, y compris dans des conditions inhabituelles, telles que des fortes pluies.

4. Établissement de corrélations entre les résultats des essais effectués au moment du bétonnage et les propriétés du béton durci.

Les essais en vraie grandeur sont les mêmes que ceux effectués sur le béton du barrage (voir sous-chapitres 6.6. et 6.7.).

L'expérience montre qu'il est souvent plus avantageux d'évaluer le comportement du mélange, incluant la consistance, séparément et en avance par rapport à l'essai en vraie grandeur. Cela peut être réalisé en construisant des bandes d'essai ayant approximativement la largeur du matériel (environ 3 m), une longueur de 10 m ou plus (approximativement deux longueurs de rouleau vibrant), et une épaisseur ne dépassant celle de deux couches. Le BCR peut être transporté depuis le centrale à béton par chargeuse ou camion, nivelé avec le bulldozer prescrit et compacté suivant les spécifications. La densité maximale in situ (densité en fonction du nombre de passes du rouleau) peut être mesurée sur les emplacements des essais pour tout le matériel de compactage. Cette opération permettra d'évaluer, de façon précoce et indépendante, les caractéristiques de manutention du BCR et le rendement du compactage. Les essais initiaux peuvent réduire le nombre d'opérations dans les principaux essais en vraie grandeur [4].

Étant donné la cadence rapide de construction, la vérification de la résistance du béton, avant qu'une couche ne soit recouverte, est difficile. Pour certains barrages, des cylindres en béton sont prélevés pour des essais initiaux en laboratoire, ces cylindres étant soumis à une cure thermique dans un four ou par immersion dans de l'eau chaude, et à des essais après 24 heures. Les résultats des essais en vraie grandeur peuvent être utilisés pour établir des corrélations entre les résistances au jeune âge, avec cure accélérée, et les résistances à 28 ou 90 jours. Cela nécessite des mesures de résistances à 24 heures sur des cylindres, avec cure accélérée, ainsi que des mesures de résistances sur des cylindres, avec cure traditionnelle, soumis à des essais à des fréquences normales.

Une vérification supplémentaire des essais en vraie grandeur peut entraîner le prélèvement de carottes de béton par forage au diamant pour contrôler les propriétés du béton et des joints (densité, résistance et module d'élasticité). Les trous ainsi forés dans la planche d'essai peuvent faire l'objet d'essais en vue d'évaluer la perméabilité et la qualité des joints. De grandes sections transversales peuvent être découpées dans la planche d'essai au moyen de matériel d'excavation ou par sciage. Des essais sont effectués sur les blocs de BCR pour mesure de la résistance du joint de reprise in situ.

6.5. INSPECTION ET ESSAIS AU COURS DE LA MISE EN PLACE DU BÉTON

Le contrôle qualité au cours de la mise en place du BCR comprend deux opérations : inspection et essais. L'inspection est le premier moyen de détecter un problème affectant le BCR et conduisant à prendre des mesures pour le corriger. Le

traditional concrete to be placed in conjunction with it). However, the trial should not be at the time that the Contractor commissions his plant; all the plant should be fully operational before the trial commences.

3. To evaluate the RCC mix performance, i.e. segregation, proportions and compactability, including under unusual conditions, such as heavy rain.

4. To establish correlations between tests done at the time of concrete placement and the properties of the hardened concrete.

The tests required for the full-scale trial are the same as for the dam concrete (see Sections 6.6. and 6.7.).

Experience shows that it is often advantageous to evaluate the mixture performance including the consistency separately from, and in advance of, the full-scale trial. This can be done by constructing test strips of approximately one equipment width (approximately 3 m), extending 10 m or more in length (approximately two vibratory roller lengths) and not more than two layers in thickness. The RCC can be transported from the concrete plant by loader or truck, levelled with the specified bulldozer and compacted as specified. Field maximum density (density versus roller passes) can be measured on the test placements for all the compaction equipment. This operation will permit early and independent evaluation of the handling characteristics of the RCC and compaction performance. The pre-trial can reduce the number of activities that have to be studied in the main full-scale trial [4].

Given the rapid rate of construction, verification of concrete strength before a layer is covered is difficult. For some dams, initial laboratory testing and concrete cylinders are taken, which are then heat cured in an oven or by hot water immersion and tested after 24 hours. Data from the full-scale trial can be used to correlate these early strengths with accelerated cure to the 28-day or 90-day strength. This requires both 24-hour strengths on cylinders with accelerated cure as well as strengths from conventionally-cured cylinders tested at the normal frequencies.

Further verification of the full-scale trial may entail obtaining concrete cores by diamond drilling for verification of concrete and joint properties (density, strength and modulus). The holes so drilled in the test fill can be tested for permeability and joint quality. Larger cross-sections of the test fill can be cut with excavation equipment or by sawing. The blocks of RCC can be tested for in-situ lift joint strength.

6.5. INSPECTION AND TESTING DURING PLACEMENT

Quality control during RCC placement involves two operations, inspection and testing. Inspection is the first opportunity to observe an RCC problem and institute measures to correct it. The RCC testing programme should monitor the aggregate

programme d'essais du BCR portera sur le contrôle des propriétés des granulats, des dosages des constituants du BCR, des propriétés du béton frais, des propriétés du béton durci, et du compactage in situ. Les essais possibles et leurs fréquences sont indiquées dans le Tableau 9.

La fréquence et l'étendue des essais seront déterminées en fonction des dimensions de l'ouvrage, de la sensibilité du projet aux variations de qualité, et de la cadence de fabrication du BCR.

Bien que les résultats d'essais de compression sur des éprouvettes, avec cure accélérée, puissent être disponibles 24 heures après la mise en place d'une levée [5], il est possible qu'une couche défectueuse soit recouverte par une ou plusieurs couches au moment de la découverte ou de la confirmation de la défectuosité. L'enlèvement d'une telle couche est très coûteuse et est une opération de dernier ressort. Le BCR doit donc être « approuvé » avant sa mise en place, ou immédiatement après [6]. Le moyen le plus courant d'y parvenir est le suivant :

1. S'assurer que tous les matériaux répondent aux spécifications, au moyen d'essais avant leur utilisation.

2. Confirmer que le BCR a été gâché suivant les dosages corrects. L'essai VeBe [7, 8] (ou, dans le cas du Japon et de la Chine, l'essai CV [9]) a été utilisé pour mesurer la maniabilité ainsi que la densité du béton frais. Si les résultats concernant ces deux caractéristiques rentrent dans les plages prédéterminées, le béton sera presque certainement satisfaisant. Cependant, dans le cas des BCR ayant une faible maniabilité, l'essai VeBe ne convient pas [10] et d'autres méthodes de contrôle sont nécessaires.

3. Confirmer que la densité in situ est satisfaisante, en utilisant un nucléodensimètre.

Le but principal du contrôle qualité au cours d'une inspection est l'identification des problèmes avant qu'ils surviennent, ou suffisamment tôt au cours de leur développement, afin qu'ils puissent être corrigés. Un contrôle et une réaction à l'évolution des données de comportement sont plus appropriés qu'une réaction à un résultat d'essai individuel. L'évolution, identifiée par une série d'essais, est plus importante que les résultats fournis par un essai unique. Par un suivi continu des tendances, il est possible de détecter des changements néfastes dans le comportement du matériau et de prendre des mesures correctives. En outre, on peut modifier la fréquence des essais en se basant sur les tendances constatées. Par exemple, il est courant de prescrire une fréquence élevée d'essais au début de la production et de réduire ultérieurement la fréquence des essais au fur et à mesure que la base statistique s'améliore.

Les essais, l'établissement d'un dossier et l'évaluation des résultats doivent être effectués rapidement. Les cadences rapides de mise en place et les programmes de production de 20 ou 24 heures par jour nécessitent une grande attention et une bonne coordination entre les divers personnels chargés des essais, des inspections et de la production. Si les essais ou les inspections entraînent d'importants retards à une étape quelconque de la production – malaxage, mise en place, compactage ou nettoyage de la fondation – toute la construction peut être affectée et dans certains cas arrêtée.

Les propriétés du BCR frais peuvent varier sous l'effet des fluctuations journalières, hebdomadaires ou saisonnières des conditions climatiques ambiantes. Les variations affectent en général les prescriptions de teneur en eau, les caractéristiques

properties, RCC mixture proportions, fresh-concrete properties, hardened-concrete properties and in-situ compaction. An example of possible tests and test frequencies are given in Table 9.

The frequency and extent of testing should be determined according to the size of the project, the sensitivity of the design to variations in quality, and the rate of RCC production.

Although compression test results on samples with accelerated cure can be available 24 hours after a lift has been placed [5], a defective layer may be buried below one or more lifts at the time the deficiency is discovered or confirmed. Removal of such a layer is costly very much a last resort. Thus the RCC essentially has to be “approved” before it is placed, or immediately thereafter [6]. The most common way that this is achieved is as follows :

1. Make sure that all the materials conform to the specified requirements by testing before use.
2. Confirm that the RCC has been mixed in the correct proportions. The loaded VeBe [7, 8], (or in the case of Japan and China, the VC [9]) test can be used to measure both the workability and fresh density. If both results fall within pre-determined ranges, the concrete will almost certainly be satisfactory. Nevertheless with RCCs having a low workability, the loaded VeBe test does not work [10] and so other methods of control are required.
3. Confirm that the in-situ density is satisfactory by use of a nuclear densiometer.

The primary goal of quality control during inspection is to identify problems before they occur or sufficiently early in the process so they can be corrected. Monitoring and reacting to the trend in performance data is preferable to reacting to an individual test result. The trend, identified by a series of tests, is more important than data provided by a single test. By continuous tracking of trends it is possible to identify detrimental changes in material performance and initiate corrective actions. Further, it is possible to modify the frequency of testing based on observed trends. For example, it is common to specify a high frequency of testing during the start of production and to later reduce the testing frequency as the statistical base improves.

Tests and reporting and evaluation of the results must be performed rapidly. The rapid placing rates and typical 20- or 24-hour per day production schedules require careful attention and interaction between testing, inspection and production personnel. If testing or inspection activities cause significant delays to any stage of RCC production such as mixing, placing, compacting or foundation clean-up, all construction may be affected and possibly stopped.

Fresh RCC properties may vary with daily, weekly or seasonal fluctuations in ambient weather conditions. The variations generally affect water requirements, compaction characteristics during construction and the quality of the concrete.

de compactage au cours de la construction, et la qualité du béton. Normalement, les activités de construction continuent sous diverses conditions climatiques, tièdes, froides, humides ou sèches. Le personnel chargé du contrôle qualité veillera à ce que des ajustements soient continuellement effectués sur les teneurs en eau et, le cas échéant, sur d'autres dosages du mélange pour s'adapter à ces conditions. En vue de faciliter ces ajustements, il importe de prévoir de bonnes communications entre la zone de bétonnage et la centrale à béton, ainsi qu'entre les postes de travail.

6.6. CONTRÔLE DU BÉTON FRAIS

Le contrôle de qualité du béton frais sur le barrage nécessite un jugement approfondi et portera sur les éléments et travaux suivants :

- épandage et compactage,
- densité et teneur en eau,
- liaison aux joints de reprise,
- cure,
- contrôle des températures.

Les inspecteurs chargés du contrôle qualité doivent porter une attention particulière au nettoyage de la fondation, et à la mise en place et au compactage du béton de raccordement (ou du BCR) contre les appuis. Ils surveilleront avec soin la consolidation du béton autour des waterstops et d'autres importants éléments noyés. Ils doivent examiner la propreté de chaque levée et les conditions de teneur en eau de la surface. Ils contrôleront la mise en place éventuelle des matériaux de liaison et l'épandage du BCR sur cette couche de liaison. Ils surveilleront les intervalles de temps entre le malaxage et la mise en place, et entre l'épandage et l'achèvement du compactage. Ils contrôleront également les températures de l'air et du BCR et seront attentifs à tout changement de conditions climatiques. Lorsqu'un travail en cours n'est pas satisfaisant, l'inspecteur chargé du contrôle qualité doit le signaler immédiatement au chef de travaux de l'entrepreneur. Tous ces aspects, et d'autres, sont essentiels à la qualité de la construction d'un barrage BCR qui progresse à un rythme rapide.

Le contrôle de densité est plus important pour le BCR comparativement au béton classique. Une densité insuffisante peut résulter d'une teneur en eau trop élevée ou trop faible, d'une mauvaise granulométrie ou d'une ségrégation, d'un épandage défectueux, d'une amplitude ou fréquence de vibration et d'une énergie de vibration inadéquates, de retards dans le compactage, d'une épaisseur incorrecte des couches ou d'un nombre trop faible de passes du rouleau.

Le contrôle de densité est généralement effectué au moyen de nucléodensimètres qui mesurent la densité à différentes profondeurs dans la couche. La fréquence normale de mesures est de l'ordre d'un essai pour 200 à 500 m³ de BCR mis en place et dépend des dimensions du barrage.

Le contrôle de qualité concernant la liaison entre couches comprend la détection de souillure éventuelle de la surface et l'identification de joints secs. Le premier contrôle sera effectué en prescrivant la propreté du matériel opérant sur la surface du BCR, la méthode et le matériel à utiliser pour le nettoyage et la préparation de la surface des levées, et en procédant à une inspection visuelle avant la mise en place de la couche suivante. Une pratique courante, dans le cas de grands ouvrages BCR, consiste à limiter la circulation des engins se trouvant sur le barrage

Normally, construction activities continue throughout a variety of warm, cold, wet or dry ambient conditions. Quality control personnel should ensure that continuous adjustments to moisture and, if appropriate, other mixture proportions are made to adapt to these conditions. Communication between the placement area and the concrete plant as well as between shifts about these adjustments is important.

6.6. CONTROL OF FRESH CONCRETE

Quality control of the fresh concrete at the dam involves careful judgement and quality consideration of the following components and works :

- spreading and compaction,
- density and moisture content,
- lift joint bonding,
- curing,
- temperature control.

Quality control inspectors should pay particular attention to foundation cleanup, and placement and compaction of the interface concrete (or RCC) against the abutments. They should carefully observe the consolidation of the concrete around waterstops and other important embedded items. They must examine the cleanliness of each lift and the moisture condition of the surface. They should observe the placing and spreading of bedding mixes, if used, and the coverage of this layer with RCC. They should monitor the time periods between mixing and placement, and spreading to completion of compaction. They should also monitor air and RCC temperatures and be alert to changing weather conditions. When unsatisfactory work is being done, the quality-control inspector must immediately bring it to the attention of the Contractor's supervisor. All these items, and others, are essential to the quality of RCC construction which progresses at a rapid rate.

Density control is more important for RCC as compared to traditional concrete. Insufficient density can be the consequence of too high or too low moisture, poor grading or segregation, incorrect spreading, inadequate vibratory amplitude or frequency and vibration energy, delays to compaction, inaccurate layer thickness or too low a number of roller passes.

Density control is typically done by nuclear densimeters that measure density at different depths in the layer. Normal frequency of measurements ranges between one test per 200 to 500 m³ of RCC placed depending up on the size of the project.

Quality control of intended lift joint bonding comprises the detection of possible contamination at the surface and the identification of cold joints. The first will be accomplished by specifying cleanliness of equipment at the RCC surface, method and equipment to be used on lift surface cleanup and preparation and by its visual inspection prior to placing the next layer. It is common practice for large RCC projects to limit all traffic to vehicles staying on the dam or to clean the tyres of vehicles entering the concrete surface. Records should be kept that identify cold

ou à nettoyer les pneus des engins pénétrant sur la surface du béton. On relèvera les éléments permettant d'identifier les joints secs et de faire une distinction entre les joints nécessitant et ceux ne nécessitant pas un traitement spécial. Ce relevé peut se baser sur un coefficient de maturité (voir sous-chapitre 5.6.) déduit des séries d'essais préliminaires (essais en vraie grandeur), ou en se rapportant au temps écoulé depuis la mise en place de la dernière couche.

Le coefficient de maturité (qui est le produit du temps de durcissement par la température) nécessite d'être représentatif pour chaque site, à chaque saison. En général, l'application d'un coefficient de maturité d'un barrage à un autre n'est pas valable.

Le contrôle des températures au cours de la construction est plus important pour les barrages BCR que pour les barrages en béton classique. Il comprend tous les aspects se rattachant à la conception, à la construction et aux conditions ambiantes (voir Fig. 19).

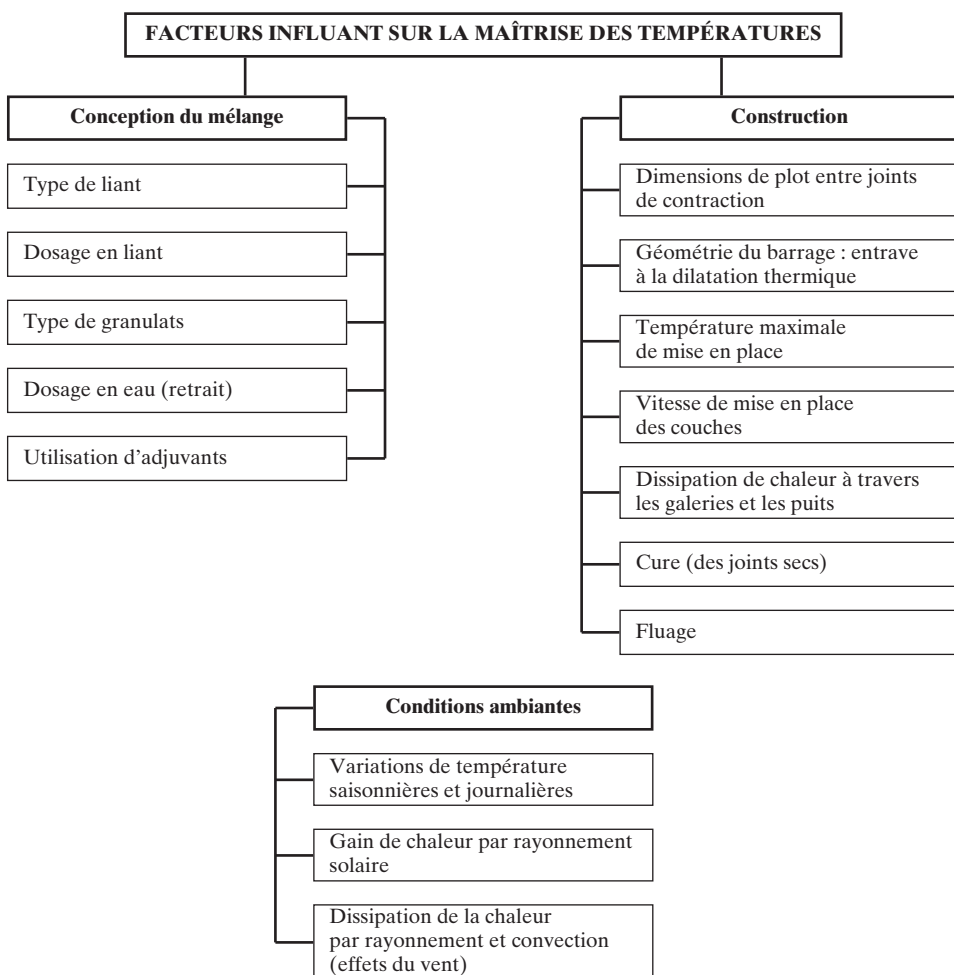


Fig. 19

Facteurs influant sur la maîtrise des températures

joints and that distinguish between joints which may or may not require special treatment. This record may be based on maturity factor (see Section 5.6) obtained from preliminary test series (full-scale trials) or by relating to the time elapsed since the placement of the last layer.

The Maturity Factor (the product of hardening time and temperature) needs to be representative for each site at each season. In general it will not be valid to apply Maturity Factor from one dam to another.

Temperature control during construction is more important for RCC than for traditional concrete dams. It comprises all aspects of design, construction and ambient conditions (see Fig. 19).

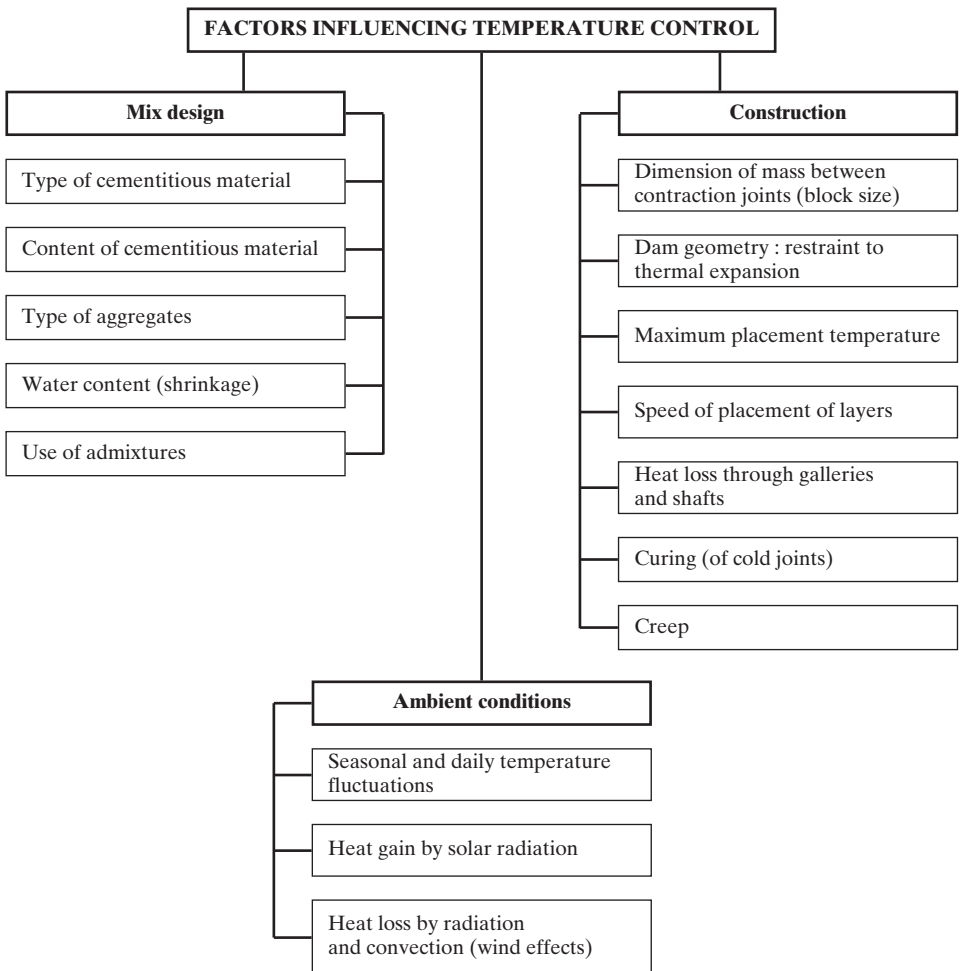


Fig. 19
Factors influencing temperature control

Les prescriptions thermiques relatives à la conception du mélange sont déterminées, en grande partie, par la température maximale de mise en place spécifiée et ne devant pas être dépassée pour le mélange choisi. De telles prescriptions sont mentionnées dans le sous-chapitre 2.3.

Les aspects relatifs à la construction, indiqués dans la Fig. 19, couvrent le comportement du béton dans l'ouvrage (comparativement aux caractéristiques de la conception du mélange). L'enregistrement des températures est une tâche a posteriori, au cours de laquelle l'élévation de température ayant fait l'objet d'une analyse sera comparée avec les valeurs mesurées en vue de contrôler la fissuration. Cela est réalisé au moyen de thermocouples noyés dans le béton.

6.7. CONTRÔLE DU BÉTON DURCI

Les méthodes de contrôle qualité du BCR durci dans le barrage sont les mêmes que celles utilisées dans les essais en vraie grandeur. Des cylindres de béton sont confectionnés au moment de la mise en place, soumis à une cure, puis à des essais de résistance et de module d'élasticité (voir Tableau 9). D'autres éprouvettes sont obtenues par carottage et sont soumises aux mêmes essais. Les carottes présentant des joints entre levées peuvent faire l'objet d'une inspection détaillée et d'essais de résistance.

Dans les barrages BCR sans barrière étanche à l'amont, tels que les barrages BCR à teneur élevée en liant, la perméabilité du béton en place est un facteur important dans le comportement du barrage et doit donc être contrôlée. Ce contrôle est couramment effectué au moyen d'essais d'eau sous pression dans des trous forés verticalement dans le corps du barrage. Lorsqu'une barrière étanche à l'amont est le principal élément d'étanchéité (comme dans le cas des barrages à faible teneur en liant ou dans les barrages RCD), la perméabilité du corps du barrage est un facteur moins important et un programme étendu de contrôle n'est pas parfois nécessaire.

Comme dans le cas du béton traditionnel, les résultats des essais concernant le BCR font l'objet d'une analyse statistique et sont comparés avec les prescriptions du projet. Une méthode de contrôle de la résistance du BCR consiste à examiner les coefficients de variation (C_v) du béton in situ au moyen d'essais sur des carottes extraites de l'ouvrage.

Les coefficients C_v relatifs aux essais de compression sur des carottes extraites de barrages BCR se sont situés dans une plage de 5 % à 45 % [5]. Il s'agit de valeurs extrêmes, correspondant respectivement à un contrôle d'excellente qualité semblable à celui obtenu dans des essais en laboratoire bien conduits, et à un contrôle de mauvaise qualité qui, dans le cas d'un niveau de défaillance admissible de 1 %, conduirait à une résistance caractéristique théorique négative (1).

(1) Soit M la résistance moyenne déduite des essais. L'écart-type sera donc $0,45 M$ (*i.e.* $C_v \times$ résistance moyenne). La marge sera de $2,326$ (coefficient correspondant à un niveau de défaillance de 1 %) $\times 0,45 M$ (écart-type) = $1,05 M$. La résistance caractéristique sera donc : M (résistance moyenne) - $1,05 M$ (marge) = $-0,05 M$! (N.B. cela est basé sur une distribution normale de probabilités).

Thermal requirements for the mix design are governed to a large extent by the specified maximum placing temperature not to be exceeded by the chosen mix. Such requirements are outlined in Section 2.3.

The aspects of construction in Fig. 19 cover the behaviour of the concrete in the structure (as compared to the properties of the mixture design). The temperature record is an a-posteriori business by which analysed temperature rise should be compared with measured values in order to control cracking. This is achieved by thermocouples embedded into the concrete.

6.7. CONTROL OF HARDENED CONCRETE

The methods of quality control of hardened RCC in the dam are the same as those employed in the full-scale trial. Concrete cylinders are made at the time of placement, cured and then tested for strength and modulus (see Table 9). Further specimens are typically obtained by coring and are subject to the same tests. Core samples contain the joints between lifts that can be subjected to detailed inspection and strength testing.

In RCC dams without an upstream water barrier, such as high-cementitious RCC dams, the permeability of the placed concrete is important for the performance of the dam and therefore should be verified. This is commonly done by water-pressure testing in holes drilled vertically into the dam body. Where an upstream water barrier is the primary water-tight element (such as low-cementitious dams and RCD dams) permeability of the dam body is less important and an extensive verification programme may not be required.

As with traditional concrete, the test results from the RCC are typically evaluated statistically and compared with the design requirements. One method of assessing strength control of RCC is to review the Coefficients of Variation (C_v) of the in-situ concrete by testing cores from the structure.

The C_v of the compressive testing of cores taken from RCC dams has ranged from 5 % to 45 % [5]. These are extreme values ranging from excellent quality control equal to that obtained in a well-controlled laboratory experiment, to such poor quality control that should the allowable failure rate be one percent, the theoretical characteristic strength would be negative (1).

(1) Assume mean test strength = M . The Standard Deviation would therefore be $0.45 M$ (*i.e.* the $C_v \times$ mean test strength). The margin would be 2.326 (factor for 1% failure rate) $\times 0.45 M$ (Standard Deviation) = $1.05 M$. The characteristic strength would then be M (mean test strength) – $1.05 M$ (margin) = – $0.05 M$! (NB this is based on a “normal probability distribution”)

Ces variations peuvent dépendre d'un certain nombre de facteurs :

- teneur en liant,
- teneur en eau,
- teneur en fines,
- contrôle du compactage (densité),
- contrôle qualité à la centrale à béton,
- rendement de la bétonnière.

Une cure et une manutention soignées des éprouvettes d'essai peuvent réduire le coefficient de variation de résistance. Des études détaillées de telles influences individuelles sur le Cv de la résistance à la compression in situ seront entreprises. De telles études permettent de prendre des décisions avant la mise en place du BCR.

La réduction de la variation de chacun de ces facteurs dictera, dans une large mesure, le Cv de la résistance à la compression in situ.

L'étude de la variabilité concernant un nombre important de barrages BCR a permis de déduire quelques valeurs préliminaires pour des modifications éventuelles au coefficient de variation de la résistance à la compression de carottes provenant de barrages BCR, et autres propriétés, en raison des divers aspects de conception et de construction des barrages BCR. Cela est indiqué dans le Tableau 10. Il est possible d'affiner ces valeurs au fur et à mesure que des données deviennent disponibles.

Tableau 10

Coefficients de variation de divers essais, correspondant aux divers niveaux de contrôle qualité

Comportement évalué (à l'époque de l'étude)	Plages des coefficients de variation (%)					
	Excellent	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais	
<i>Éprouvettes confectionnées</i>						
Résistance à la compression	< 10	10 à 15	15 à 20	20 à 25	> 25	
Résistance à la traction indirecte	< 12,5	12,5 à 17,5	17,5 à 22,5	22,5 à 27,5	> 27,5	
Résistance à la traction directe	< 15	15 à 20	20 à 25	25 à 30	> 30	
<i>Carottes/éprouvettes in situ</i>						
Résistance à la compression	< 15	15 à 20	20 à 25	25 à 30	> 30	
Résistance à la traction indirecte	< 17,5	17,5 à 25	25 à 32,5	32,5 à 40	> 40	
Résistance à la traction directe	Sans joint	< 25	25 à 35	35 à 45	45 à 55	> 55
	Avec joint	< 30	30 à 40	40 à 50	50 à 60	> 60
Résistance au cisaillement	Sans joint	< 17,5	17,5 à 25	25 à 32,5	32,5 à 40	> 40
	Avec joint	< 20	20 à 27,5	27,5 à 35	35 à 42,5	> 42,5
	Sans liaison	< 22,5	22,5 à 30	30 à 37,5	37,5 à 45	> 45
Résistance au cisaillement oblique	Sans joint	< 22,5	22,5 à 30	30 à 37,5	37,5 à 42,5	> 42,5
	Avec joint	< 25	25 à 32,5	32,5 à 40	40 à 47,5	> 47,5
<i>Densité</i>						
Éprouvettes confectionnées	< 0,5	0,5 à 1,0	1,0 à 1,5	1,5 à 2,0	> 2,0	
Essai VeBe	< 0,75	0,75 à 1,25	1,25 à 1,75	1,75 à 2,25	> 2,25	
Nucléo-densimètre	< 0,75	0,75 à 1,25	1,25 à 1,75	1,75 à 2,25	> 2,25	
Carottes	< 1,0	1,0 à 1,5	1,5 à 2,0	2,0 à 2,5	> 2,5	

These variations can result from a number of factors :

- content of cementitious material,
- water (moisture) content,
- content of fines,
- control of compaction (density),
- quality control at the concrete plant,
- mixer efficiency.

Careful curing and handling of the test specimens can reduce the coefficient of variations of strength. Detailed investigations on such individual influences on the Cv of the compressive in-situ strength should be evaluated. From such investigations it is possible that decisions can be made before the placement of the RCC.

Reducing the variation of each of these factors will, to a great extent, dictate the Cv of the in-situ compressive strength.

By studying the variability of a significant number of RCC dams, it has been possible to derive some preliminary values for possible changes to the Coefficient of Variation of the compressive strength of cores from RCC dams, and other properties, due to various aspects of RCC dam design and construction. These are shown in Table 10. There is a potential for refining these figures as more data becomes available.

Table 10
Coefficient of Variation of various tests relative to the perceived level of quality control

Assessed performance (at design age)		Ranges of Coefficients of Variation (%)				
		Excellent	Good	Average	Poor	Very poor
<i>Manufactured specimens</i>						
Compressive strength		< 10	10 to 15	15 to 20	20 to 25	> 25
Indirect tensile strength		< 12.5	12.5 to 17.5	17.5 to 22.5	22.5 to 27.5	> 27.5
Direct tensile strength		< 15	15 to 20	20 to 25	25 to 30	> 30
<i>Cores/in-situ specimens</i>						
Compressive strength		< 15	15 to 20	20 to 25	25 to 30	> 30
Indirect tensile strength		< 17.5	17.5 to 25	25 to 32.5	32.5 to 40	> 40
Direct tensile strength	Unjointed	< 25	25 to 35	35 to 45	45 to 55	> 55
	Jointed	< 30	30 to 40	40 to 50	50 to 60	> 60
Shear strength	Unjointed	< 17.5	17.5 to 25	25 to 32.5	32.5 to 40	> 40
	Jointed	< 20	20 to 27.5	27.5 to 35	35 to 42.5	> 42.5
	Unbonded	< 22.5	22.5 to 30	30 to 37.5	37.5 to 45	> 45
Slant shear strength	Unjointed	< 22.5	22.5 to 30	30 to 37.5	37.5 to 42.5	> 42.5
	Jointed	< 25	25 to 32.5	32.5 to 40	40 to 47.5	> 47.5
<i>Density</i>						
Manufactured specimens		< 0.5	0.5 to 1.0	1.0 to 1.5	1.5 to 2.0	> 2.0
Loaded VeBe		< 0.75	0.75 to 1.25	1.25 to 1.75	1.75 to 2.25	> 2.25
Nuclear densiometer		< 0.75	0.75 to 1.25	1.25 to 1.75	1.75 to 2.25	> 2.25
Cores		< 1.0	1.0 to 1.5	1.5 to 2.0	2.0 to 2.5	> 2.5

6.8. FORMATION

Dans le cadre du programme de contrôle qualité, des séances de formation à l'intention des surveillants, des inspecteurs et des ouvriers sont recommandées. Il faut que tous les intervenants comprennent les différences de technique existant entre le béton classique et le béton compacté au rouleau, et entre les barrages en remblai et les barrages BCR. On doit expliquer les problèmes fondamentaux, tels que les limitations des durées de malaxage, d'épandage et de compactage, ainsi que les problèmes concernant la ségrégation, la qualité des joints et la cure du béton. Il importe de souligner que, si le BCR a le même aspect et le même comportement qu'un remblai lorsqu'il est mis en place, épandu et compacté, il s'agit néanmoins d'un béton et il doit être traité avec les mêmes précautions que le béton classique. Cela inclut la cure, la protection et la conservation des surfaces du béton compacté.

6.9. REFERENCES

1. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR
Guidelines for designing and constructing roller-compacted concrete dams
ACER Technical Memorandum N° 8, US Bureau of Reclamation, Denver, 1987
2. NATIONAL READY-MIX CONCRETE ASSOCIATION
Quality Control Manual – Section 3. Certification of ready-mix concrete
production facilities
National Ready-Mix Concrete Association, Silver Spring, Maryland, 1997
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Roller-compacted concrete
ACI Committee 207, Chicago, 1997
4. CROW, R.D., DOLEN, T.P., OLIVERSON, J.E. and PRUSIA, C.D.
Mix design investigation - roller-compacted concrete construction,
Upper Stillwater, Utah
REC-ERC-84-15, US Bureau of Reclamation, Denver, June 1984
5. FORBES, B.A.
The Development and Testing of Roller Compacted Concrete for Dams in
Australia.
ICOLD 16th Congress, San Francisco, July 1988.

6.8. TRAINING

As part of the quality-control programme, training sessions for supervisors, inspectors and workmen are recommended. The differences in technique between traditional and roller-compacted concrete as well as between fill and RCC dams should be discussed and understood by all. Key issues should be explained, such as time limitations for mixing, spreading and compacting, and concerns about segregation, joint integrity and curing. It should be emphasised that although RCC can look and act like a fill when it is placed, spread and compacted, it is concrete and should be treated with the same respect as traditionally-placed concrete. This includes curing, protection and care of compacted concrete surfaces.

6. MATHER, B.
How soon is soon enough ?
Proceedings of International Symposium on Concrete Technology, Monterey, Mexico, March 1975
7. BRITISH STANDARDS INSTITUTION
Methods of testing concrete : Part 104 : Methods of testing fresh concrete
BS1881 : 1983
8. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
Determining consistency and density of roller-compacted concrete using a vibrating table
Standard Specification C 1170, ASTM, Philadelphia
9. SHIMIZU, S. and YANAGIDA, T
Large-sized specimen compaction device in RCD construction method
Engineering for Dams, N° 26, 1988 (in Japanese)
10. USACE
Concrete report - Willow Creek dam (Final Report)
US Army Corps of Engineers, Walla Walla District, Oregon, August 1984

7. COMPORTEMENT

7.1. GÉNÉRALITÉS

À ce jour, pratiquement tous les barrages BCR achevés ont satisfait aux critères de projet. Bien qu'il y ait eu quelques préoccupations relatives à la perméabilité de certains des premiers barrages BCR [1], ces préoccupations concernaient généralement des barrages pour lesquels la perméabilité in situ ne revêtait pas une grande importance. Par exemple, si le barrage Willow Creek (États-Unis) a été le siège de percolations dépassant quelque peu ce qui avait été prévu [2], non seulement les percolations ont diminué dans le temps [3], mais également, après injection, l'US Army Corps of Engineers, maître d'ouvrage, a constaté avec satisfaction que l'ouvrage satisfaisait à toutes les prescriptions de projet [4]. Étant donné que la retenue, à buts de maîtrise des crues et de loisirs, n'est pas pleine à tout moment, une étanchéité parfaite n'est pas nécessaire comme pour un barrage hydroélectrique dont la retenue est la plupart du temps à son niveau maximal.

Les barrages BCR peuvent être conçus pour toute étanchéité appropriée (voir sous-chapitre 4.1.1.) et il y a des exemples de barrages où les mesures de perméabilité in situ ont donné 1×10^{-12} m/s, valeur qui est aussi bonne, si ce n'est plutôt meilleure, que celle correspondant à des barrages en béton classique [5].

7.2. COMPORTEMENT IN SITU

Des carottes ont été extraites d'un nombre important de barrages BCR pour vérifier le comportement du barrage. Le diamètre des carottes doit être au moins deux fois et demi, et de préférence trois fois, la dimension maximale des granulats. Les résultats de ces essais donnant le comportement in situ sont beaucoup plus importants que ceux déduits d'essais sur des échantillons confectionnés, du fait qu'ils permettent de connaître l'état du béton dans le barrage. En outre, le comportement aux joints horizontaux entre les couches est plus important que celui du matériau proprement dit (sans joint). Malheureusement, la plupart des essais sur des carottes ont été des essais à la compression, et les essais de résistance à la traction directe et de cohésion des joints sont beaucoup moins courants. Toutefois, un nombre important d'essais de perméabilité in situ ont été également exécutés.

Un résumé des plages des propriétés in situ déduites des essais sur des carottes extraites de divers types de barrages BCR est indiqué dans le Tableau 11. L'âge des carottes au moment des essais varie beaucoup mais se situe généralement entre trois et douze mois. Le Tableau permet de constater que le BCR peut être, et a été, conçu pour un large domaine de résistances, allant d'une valeur faible à une valeur élevée, pour des ouvrages relativement perméables (i.e. aux joints entre les couches) jusqu'à des ouvrages totalement imperméables, pour des bétons n'ayant pas ou presque pas de résistance à la traction et de cohésion aux joints jusqu'à des bétons présentant une résistance à la traction et une cohésion très fortes.

7. PERFORMANCE

7.1. GENERAL

To date practically all the RCC dams so far completed have met their design criteria. Although there have been some concerns regarding the permeability of some of the early RCC dams [1], these concerns were generally aimed at dams for which in-situ permeability was not of great significance. For example although Willow Creek (USA) had a rather greater seepage than expected [2], not only did the seepage reduce with time [3], but after grouting the US Army Corps of Engineers, the Owners of the dam, were satisfied that the structure met all its design requirements [4]. As it does not retain a full reservoir at all times, being a flood prevention and recreation project, it does not need the overall impermeability of a dam constructed for hydro-electric purposes which will have a full-head of water at most times.

RCC dams can be designed for any reasonable impermeability (see Section 4.1.1) and there are examples of dams in which the in-situ permeability has been measured at 1×10^{-12} m/s which is at least as good as, if not rather better than, the in-situ permeability of traditional concrete dams [5].

7.2. IN-SITU PERFORMANCE

Cores have been extracted from a significant number of RCC dams for testing to ascertain the performance of the dam. The diameter of the cores should be at least two and a half times that of the maximum size of aggregate and preferably three times. These results giving the in-situ performance are far more important than those obtained from testing of manufactured specimens as they give a representation of the concrete in the dam. In addition it is the performance at the horizontal joints between the layers that is of more importance than the performance of the parent (unjointed) material. Unfortunately the great majority of tests on cores have been compressive tests and tests for the direct tensile strength and cohesion of the joints are far less common. However there have also been a significant number of tests of the in-situ permeability.

A summary of the ranges of the in-situ properties that have been obtained from tests on cores from the various types of RCC dams are shown in Table 11. The age of the cores at the time of test has varied considerably but is generally between three and twelve months. From the Table it can be seen that RCC can, and has, been designed for a whole range of strengths from low to high, from relatively permeable structures (i.e. at the joints between the layers) to totally impermeable concrete, from concretes with little or no tensile strength and cohesion at the joints to concretes that have very substantial tensile strength and cohesion.

Tableau 11
Domaines de comportement in situ de barrages BCR, déduits d'essais sur des carottes

	Dosage faible en liant	RCD	Dosage moyen en liant	Dosage élevé en liant
Résistance à la compression (MPa)				
Nombre	7	24	21	31
Moyenne	11,6	17,3	15,2	20,7
Domaine (1)	5 à 15	12 à 25	10 à 25	15 à 30
Résistance à la traction directe aux joints (MPa)				
Nombre	3	1	1	5
Moyenne	0,35	-	-	1,35
Domaine (1)	0 à 0,7	0,8 à 1,8(2)	0,3 à 1,0(2)	0,8 à 1,8
Cohésion aux joints (MPa)				
Nombre	3	5	8	8
Moyenne	0,70	2,40	0,90	1,90
Domaine (1)	0 à 1,5	1,5 à 4,0	0,5 à 1,8	1,0 à 4,0
Perméabilité (m/s)				
Nombre	4	7	15	20
Domaine (1)	10^{-4} à 10^{-5}	10^{-8} à 10^{-9}	10^{-5} à 10^{-8}	10^{-7} à 10^{-12}

Notes : 1. Les valeurs extrêmes ne sont pas incluses dans ces domaines

2. Valeurs interpolées à partir d'autres résultats

Il apparaît également que le comportement aux joints est meilleur au fur et à mesure que le dosage en liant augmente ; par exemple, pour des barrages BCR à faible dosage en liant, la cohésion moyenne est de l'ordre de 6 % de la résistance à la compression, tandis que, pour des barrages BCR à dosage élevé en liant, elle dépasse 9 %. Dans le cas de barrages RCD, où un très grand soin est porté au traitement des joints, la cohésion dépasse 13 % de la résistance moyenne à la compression.

Le concepteur peut choisir le comportement acceptable pour l'ouvrage. Dans le cas de la plupart des barrages BCR à faible dosage en liant, un mauvais coefficient de perméabilité n'est pas un problème majeur du fait qu'une membrane étanche amont est fréquemment utilisée pour protéger le BCR, et le manque de résistance est surmonté, si une cohésion ou une résistance à la traction est vraiment nécessaire, par un surdimensionnement de la section. Cependant, dans les zones sismiques, par exemple au Japon dans le cas de la plupart des barrages RCD [6], le BCR peut être conçu pour qu'il présente un comportement satisfaisant aux joints.

Quelques exemples se caractérisent par des résultats exceptionnels sortant des plages de valeurs indiquées dans le Tableau 11. Par exemple, à Zintel Canyon (États-Unis), les propriétés aux joints étaient toutes au sommet du champ de valeurs correspondant aux barrages BCR à faible dosage en liant, et la perméabilité in situ de 1×10^{-10} m/s était nettement meilleure que celles obtenues sur tout autre barrage

Table 11
Range of in-situ performance of RCC dams from the testing of cores

	Low-cementitious	RCD	Medium-cementitious	High-cementitious
Compressive strength (MPa)				
N°	7	24	21	31
Mean	11.6	17.3	15.2	20.7
Range (1)	5 to 15	12 to 25	10 to 25	15 to 30
Direct tensile strength across joints (MPa)				
N°	3	1	1	5
Mean	0.35	-	-	1.35
Range (1)	0 to 0.7	0.8 to 1.8 (2)	0.3 to 1.0 (2)	0.8 to 1.8
Cohesion at joints (MPa)				
N°	3	5	8	8
Mean	0.70	2.40	0.90	1.90
Range (1)	0 to 1.5	1.5 to 4.0	0.5 to 1.8	1.0 to 4.0
Permeability (m/s)				
N°	4	7	15	20
Range (1)	10^{-4} to 10^{-5}	10^{-8} to 10^{-9}	10^{-5} to 10^{-8}	10^{-7} to 10^{-12}

- Notes : 1. Extreme values are not included in these ranges
2. Interpolated from other results

It is also apparent that the performance at the joints increases significantly as the cementitious content increases, for example with low-cementitious RCC dams the average cohesion is approximately 6 % of the compressive strength, while with high-cementitious content RCC dams it is over 9 %. In RCD dams, where very great care is taken with the joint treatment, the cohesion is over 13 % of the average compressive strength.

The Designer is able to choose the performance that is applicable for his structure. In the case of most low-cementitious RCC dams the poor permeability is not a major consideration because an upstream water-tight membrane is frequently used to protect the RCC and the lack of strength at the joints is overcome, if indeed cohesion or tensile strength is required, by over-building the section. However in areas where there are seismic loads, for example as in Japan in the case of most of the RCD dams[6], RCC can be designed to have the appropriate performance at the joints.

There are some examples of exceptional results that fall outside the ranges shown in Table 11. For example at Zintel Canyon (USA), the properties at the joints were all at the top of the range for low-cementitious RCC dams and the in-situ permeability of 1×10^{-10} m/s was far better than achieved on any other similar low-cementitious RCC dam. On this relatively small dam, there was exceptional

BCR à faible dosage en liant. Sur ce barrage relativement petit, l'inspection fut exceptionnelle et le mélange de liaison eut sa prise fortement retardée et fut appliqué en utilisant la méthode du béton projeté [7].

À Platanovyssi (Grèce), les joints dans la partie du barrage bétonnée par temps très froid (5 à -5 °C) avaient une résistance moyenne à la traction directe de 1,95 MPa et une cohésion dépassant 4,0 MPa. Ces valeurs sont probablement proches du niveau que l'on peut obtenir aux joints de barrages BCR dans les conditions de construction.

7.3. REFERENCES

1. McCONNELL, A.D.
Discussion to Q. 57
XVth ICOLD Congress, Lausanne, Vol. 5, 1985
2. SCHRADER, E.K.
Permeability and seepage control in roller-compacted concrete dams
in Roller-compacted concrete, ASCE, New York, 1985
3. MOLER, W.A. and MOORE, J.F.
Design of seepage control systems for RCC dams
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
4. USACE
Concrete report - Willow Creek dam (Final Report)
US Army Corps of Engineers, Walla Walla District, Oregon, August 1984

inspection and the bedding mix was heavily retarded and applied very consistently by shotcrete procedures [7].

At Platanovryssi (Greece), the joints, in that part of the dam that was placed in very cold weather (5 to - 5 °C), had an average direct tensile strength of 1.95 MPa and a cohesion in excess of 4.0 MPa. These values are probably approaching the level that can be achieved at joints in RCC dams under construction conditions.

5. DUNSTAN, M.R.H.
Recent developments in roller-compacted concrete dam construction.
Water Power and Dam Construction Annual Handbook, London, January 1989
6. YAMAZUMI, A.
An overview of the Japanese RCD construction method from the viewpoint of the plane construction method
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995
7. LIU, T.C. and TATRO, S.B.
Performance of roller-compacted concrete dams : Corps of Engineer's experience
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995.

8. AUTRES UTILISATIONS DU BCR DANS LA CONSTRUCTION DE BARRAGES

8.1. GÉNÉRALITÉS

La première utilisation d'importants volumes de BCR dans la construction de barrages remonte aux travaux de réhabilitation du barrage de Tarbela (Pakistan) (voir sous-chapitre 1.2.). Entre 1974 et 1986, 2,7 millions de m³ de ce qu'on appelait à l'époque « rollcrete » (béton dit « roulé ») furent mis en place en huit applications séparées de réhabilitation à Tarbela [1].

Plutôt qu'un signal du début de l'utilisation de BCR pour la réhabilitation de barrages existants, les réparations exécutées à Tarbela avaient surtout un impact important sur le développement des barrages-poids en BCR. Les cadences élevées de production souhaitées pour la construction d'un barrage BCR furent démontrées au cours de la réparation de la zone entourant une galerie d'évacuation endommagée. La résistance à l'érosion du BCR soumis à des volumes importants d'écoulement d'eau, de vitesse élevée, fut également démontrée à Tarbela.

Depuis cette époque, l'utilisation de BCR pour la réhabilitation de barrages existants s'est limitée en général aux États-Unis. À la fin de l'année 1996, dans ce pays, du BCR a été appliqué sur le parement aval de 47 barrages existants en vue d'améliorer leur sécurité hydraulique au cours de périodes de crues. Des contreforts-butées en BCR ont été également construits pour améliorer la stabilité de quatre barrages en béton, principalement vis-à-vis des charges sismiques.

8.2. BARRAGE DE TARBELA, PAKISTAN

Les principaux travaux de réparation exécutés sur le barrage de Tarbela et mettant en œuvre du BCR peuvent se classer en deux catégories : d'une part, la réparation du remblai autour de la galerie n° 2 et, d'autre part, la réhabilitation des bassins d'amortissement des évacuateurs de crue principal et auxiliaire et des zones avoisinantes.

Au cours de la mise en eau de la retenue de Tarbela, en 1974, environ 75 m du tronçon amont de la galerie d'évacuation n° 2, de 13,7 m de diamètre, s'effondrèrent. La rupture fut attribuée à la cavitation provoquée par un mauvais fonctionnement de la vanne de prise de la galerie. Près de 750 000 m³ de revêtement de béton et de remblai adjacent s'écroulèrent dans la galerie et furent chassés dans la rivière Indus.

Après la baisse du niveau de retenue de 100 m en 26 jours, les réparations purent commencer. Les travaux de réhabilitation devaient être exécutés rapidement avant la prochaine saison des crues se situant six mois plus tard. Du BCR fut choisi pour remplacer le remblai affouillé, le BCR ayant les propriétés d'un béton à faible résistance et pouvant être mis en place rapidement.

8. OTHER USES OF RCC IN DAM CONSTRUCTION

8.1. GENERAL

The first use of large volumes of RCC in dam construction was for the rehabilitation of Tarbela dam (Pakistan) (see Section 1.2). Between 1974 and 1986, 2.7 M m³ of what was then called “rollcrete” were placed in eight separate rehabilitation applications at Tarbela [1].

Rather than signalling the start of the use of RCC for rehabilitation of existing dams, the repairs at Tarbela had a greater impact on the development of RCC gravity dams. The high production rates desired for the construction of an RCC dam were demonstrated during the repair of the area surrounding a failed outlet tunnel. Also, the erosion resistance of exposed RCC when subjected to large volumes of high-velocity water was positively demonstrated at Tarbela.

Since that time, the use of RCC for the rehabilitating existing dams has generally been limited to the United States. By the end of 1996 in that country, RCC overlays have been applied to the downstream face of 47 existing dams to improve their hydraulic safety during flood conditions. RCC buttresses have also been applied to four concrete dams to improve their structural stability, mainly for seismic reasons.

8.2. TARBELA DAM, PAKISTAN

The main portion of the repairs using RCC at Tarbela can be placed into two categories : first as a repair of the fill around Tunnel N° 2 and second as a rehabilitation of the service and auxiliary spillway plunge pools and adjacent areas. Each application was noteworthy in its own right.

During the initial filling of the Tarbela reservoir in 1974, approximately 75 m of the upstream section of the 13.7 m dia. Outlet Tunnel N° 2 collapsed. The failure was attributed to cavitation from flows caused by a malfunction of the tunnel’s intake gate. Nearly 750 000 m³ of concrete lining and surrounding embankment fill collapsed into the tunnel and was swept down the Indus River.

After the three remaining outlet tunnels had been used to draw down the reservoir by 100 m in 26 days, repairs could proceed. The rehabilitation work had to be done quickly before the next flood season six months away. RCC was chosen to replace the eroded fill as it had the properties of a low-strength concrete, could support itself, and could be placed quickly.

Un volume total de 350 000 m³ de BCR fut mis en place en 42 journées de travail pour la réparation de la galerie, avec une pointe journalière dépassant 18 500 m³. De grandes variations dans la résistance à la compression du remblai en BCR résultèrent de variations dans le dosage en ciment, dans la teneur en eau, dans la granulométrie des granulats et dans l'énergie de compactage. Avec des granulats de dimension maximale 230 mm et environ 112 kg/m³ de ciment, la résistance à la compression à 70 jours a varié de 8,7 à 34,2 MPa. La moyenne des résistances à la compression de treize carottes de 150 mm extraites de l'ouvrage a été de 17,5 MPa.

À partir de l'été 1977, des remous causèrent une érosion dans la zone du bassin d'amortissement de l'évacuateur principal du barrage en remblai de 143 m de hauteur et menaça de saper la cuillère de dissipation. Un volume total de 902 000 m³ de BCR fut utilisé pour construire un contrefort-butée massif, des épis et un entretoisement en vue d'assurer la stabilité mécanique ainsi que la résistance à l'érosion dans la zone du bassin d'amortissement. La résistance à l'érosion du BCR de masse n'étant pas connue à cette époque et les pentes définitives étant raides, la plus grande partie du BCR comporta un parement de 1,5 m constitué de béton classique coffré. Toutefois, le BCR d'entretoisement dans la zone des réparations fut laissé à découvert.

En vue de vérifier le comportement des ouvrages de réhabilitation achevés, l'évacuateur de crue, le bassin d'amortissement et les épis adjacents furent soumis à un écoulement de 11 300 m³/s pendant six heures. Une inspection et des sondages réalisés immédiatement après l'essai indiquèrent uniquement une érosion à la surface des ouvrages de protection, incluant l'entretoise en BCR laissée à découvert [2].

8.3. PROTECTION DE BARRAGES EN REMBLAI CONTRE DES DÉVERSEMENTS

La principale utilisation de BCR pour la réhabilitation de barrages en remblai existants a concerné l'augmentation de la capacité d'évacuation du barrage. Beaucoup de barrages anciens aux États-Unis ne peuvent évacuer, en toute sécurité, des crues, en satisfaisant aux critères courants basés sur l'évacuation d'au moins la moitié de la crue maximale probable (PMF). Des contraintes liées au site ou des facteurs d'ordre économique font que fréquemment la surélévation de la crête du barrage et de l'évacuateur de crue pour augmenter la capacité de la retenue, ou la construction d'un nouvel évacuateur, ou l'agrandissement de l'évacuateur existant, n'est pas faisable ni attractif pour le maître d'ouvrage. L'utilisation fonctionnelle de la retenue rend généralement inacceptable l'ouverture d'une passe dans le barrage, comme solution permanente.

De ce fait, la protection du remblai contre un déversement peut être la seule solution acceptable pour éviter une rupture du barrage au cours d'une crue forte, mais peu fréquente. Cela est particulièrement vrai pour les petits barrages en remblai nécessitant le déversement de crues de profondeur faible à modérée.

L'idée fondamentale pour la conception d'une protection en BCR contre un déversement est de réaliser un revêtement épais sur le parement aval, qui ait suffisamment de poids et de durabilité pour résister aux déplacements et à l'érosion au cours des déversements peu fréquents sur le remblai renforcé. La plupart des

A total of 350 000 m³ of RCC was placed in 42 working days for the tunnel repair with a peak daily placement exceeding 18 500 m³. There was wide variation in the compression strength of the RCC fill due to variations in cement content, moisture content, aggregate gradation, and compactive effort. With 230 mm maximum size aggregate and about 112 kg/m³ of cement, the 70-day compressive strength varied from 8.7 to 34.2 MPa. The compressive strength of thirteen 150-mm cores extracted from the work averaged 17.5 MPa.

Starting in the summer of 1977, back-flow caused erosion in the plunge pool area of the service spillway of the 143 m high embankment dam and threatened to undermine its flip bucket. RCC totalling 902 000 m³ was used to construct a massive buttress, groin and strut to provide both structural stability and erosion resistance in the plunge pool area. Because the erosion resistance of mass RCC was unknown at this time and because of the steep finished slopes, most of the RCC was faced with 1.5 m of formed traditional concrete. However, RCC for a strut in the repair area was left exposed.

In order to test the completed rehabilitation work, the spillway, plunge pool and adjacent groins were subjected to a flow of 11 300 m³/s for six hours. An inspection and soundings taken immediately after the test flow indicated only surface erosion of the protective works, including the exposed RCC strut [2].

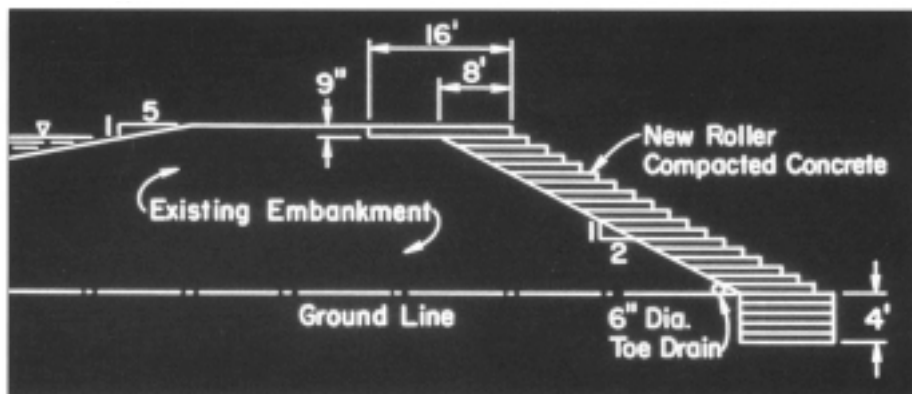
8.3. OVERTOPPING PROTECTION FOR EMBANKMENT DAMS

The primary use of RCC for the rehabilitation of existing embankments has been to increase the spillway capacity of the dam. Many older embankments in the United States are unable to safely pass floods meeting current criteria of at least one-half the theoretical Probable Maximum Flood (PMF). Site restrictions or economics frequently make raising the dam and spillway crest to increase storage, or building a new spillway or enlarging the existing spillway to increase capacity, not feasible or unattractive to the Owner. The functional use of the reservoir also usually makes breaching the dam unacceptable as a permanent solution.

Thus, providing embankment overtopping protection may be the only reasonable solution available to keep the dam from failing during a major, but infrequent, flood event. This is especially true for small embankment dams needing to pass low-to-moderate depths of over-topping flows.

The basic concept for the design of RCC over-topping protection is to provide an overlay on the downstream face which has sufficient weight and durability to resist displacement and erosion during the infrequent over-topping of the armoured embankment. Most designs for stair-stepped RCC overlays have been intuitive,

conceptions de revêtement BCR en marches d'escalier ont été intuitives, basées sur la méthode de construction. Une largeur minimale de 2,4 m pour les bandes horizontales est nécessaire afin de réaliser de façon convenable le transport, l'épandage et de compactage du BCR en couches de 300 mm d'épaisseur (Fig. 20). Cette configuration conduit à une épaisseur minimale de béton, mesurée perpendiculairement au talus, de 600 mm pour un fruit de remblai de 3:1 (H:V) [3].



Du fait que les ouvrages en BCR destinés à la protection contre les déversements sont généralement de faible volume, sont exposés au milieu ambiant et nécessitent une construction rapide avant l'arrivée de la saison froide, la composition du mélange est de conception simple et prudente. Le mélange est constitué habituellement d'une catégorie unique de granulats de dimension maximale 38 mm (souvent un matériau grossier servant à la constitution de la sous-couche de routes), avec un dosage en ciment de 190 kg/m^3 , sans pouzzolane. Les mélanges présentent généralement une faible maniabilité, la durée VeBe n'étant pas mesurable.

Pour les 47 ouvrages en BCR destinés à la protection contre les déversements, achevés aux États-Unis, la hauteur du barrage, le volume de BCR, la profondeur et la durée maximale de déversement de la crue de projet, et le comportement sont résumés ci-après :

- *Hauteur du barrage* – La plupart des barrages (35) rentrent dans la catégorie « petits barrages » suivant la définition CIGB (15 m étant la hauteur minimale d'un « grand barrage »). Les 12 autres se classent comme suit : 11 dans la plage de hauteurs 15,5 à 30 m, 1 ayant une hauteur de 33,5 m.
- *Volume de BCR* – Les volumes de BCR sont compris entre 760 et 44 800 m^3 , la plus grande partie des ouvrages de réhabilitation ayant un volume de 2 500 à 5 000 m^3 .
- *Profondeur de déversement* – La profondeur de déversement de projet, correspondant généralement à 100 % de la crue maximale probable (PMF), va de moins de 0,6 à 6,0 m. Treize de ces ouvrages furent conçus pour une profondeur de déversement de 3 m ou plus.

based on the construction method. A minimum of 2.4 m horizontal lane width is needed for proper hauling, spreading and compacting of the RCC in 300-mm thick layers (see Fig. 20). This configuration produces a minimum thickness of concrete, measured perpendicular to the slope, of 600 mm for a 3:1 (H:V) embankment slope [3].

Fig. 20
 Cross-section of Brownwood Country Club dam rehabilitation
Profil en travers de la réhabilitation du barrage Brownwood Country Club

Existing embankment	<i>Remblai existant</i>
Ground line	<i>Ligne de terrain naturel</i>
New roller compacted concrete	<i>Nouveau béton compacté au rouleau</i>
Toe drain	<i>Drain de pied</i>

Because RCC overtopping protection projects are usually of small volume, exposed, and need to be built quickly prior to the start of cold weather, mixture proportions are quite simple and conservative. They usually consist of a single 38-mm maximum size aggregate (many times an available highway base-coarse material) with about 190 kg/m³ of cement and no pozzolan. The mixtures generally have a low workability with no measurable VeBe time.

For the 47 RCC overtopping protection projects completed in the United States, the dam heights, RCC volume and maximum depth duration of design overflow and performance are summarised below :

- *Dam Height* – Most of the dams (35) are classified as small dams using the ICOLD definition of 15 m as the minimum height for large dams. Of the remaining projects, 11 are in the 15.5- to 30-m range, while the highest is 33.5 m.
- *Volume of RCC* – Volumes have ranged from 760 to 44 800 m³ with a majority of the rehabilitation projects having a volume in the range of 2500 to 5000 m³.
- *Depth of Overflow* – Depth of design overflows usually for 100 % of the PMF have ranged from less than 0.6 to 6.0 m. Thirteen of the projects were designed to accommodate an overflow depth of 3 m or more.

- *Durée de déversement* – Les données recueillies sur les 30 premiers ouvrages construits ont conduit à une durée maximale de déversement allant de 4 heures à 11 jours. Pour une moitié de ces ouvrages, la durée de déversement a été évaluée à 12 heures ou moins dans le cas d'événements très peu fréquents.
- *Comportement* – Les revêtements en BCR de barrages en remblai existants ayant été choisis pour une protection contre des crues peu fréquentes, dépassant généralement la crue centennale, très peu d'ouvrages ont subi des déversements. Cependant, il y a eu quelques exceptions et la protection en BCR contre les déversements s'est bien comportée.

Le barrage Ocoee n° 2 (Tennessee), de 9 m de hauteur, constitué de billes de bois entrecroisées, avec remplissage en enrochement, a subi plus de 1 000 déversements après la pose du revêtement BCR en 1980. Des déversements sont intentionnellement effectués sur le barrage, au moins 82 fois par an, en vue de permettre la descente en eau vive à l'aval. Excepté quelques érosions mineures du BCR mal compacté au pied du barrage, le BCR ne subit pas de dégâts sous l'effet des écoulements d'eau ou des conditions climatiques. Quatre autres barrages en remblai ont été soumis à de faibles déversements, sans détection de problèmes [4].

L'utilisation de BCR au pied aval d'un barrage en enrochement peut constituer une protection contre des déversements au cours de la construction. Cela fut envisagé pour le barrage Beni Haroun, en Algérie, mais ne fut jamais exécuté, du fait du changement de conception, une solution de barrage BCR ayant été proposée par l'Entrepreneur. Ce type de protection fut réalisé la première fois au barrage Xingo, au Brésil (Fig. 21) [5].



- *Duration of Overflow* – From data collected for the first 30 projects constructed, calculated maximum duration of overflow ranged from 4 hours to 11 days. For one-half of these projects, overtopping was determined to be 12 hours or less on quite infrequent bases.
- *Performance* – Because RCC overlays of existing embankments were selected for protection from infrequent flood events, generally exceeding the 1 in 100-year event, very few projects have been called upon to perform under over-topping conditions. However, there have been some exceptions and the RCC over-topping protection has performed well.

Ocoee N° 2 dam, a 9-m high rock-filled timber crib dam in Tennessee, has experienced more than 1000 over-toppings after the RCC overlay was applied in 1980. The dam is intentionally over-topped at least 82 times per year to accommodate white-water rafters downstream. Except for some minor erosion of poorly-compacted RCC at the toe of the dam, the RCC remains undamaged by the water flows or exposure to weather. Four other embankments have experienced minor overtoppings with no problem noted [4].

The use of RCC as the downstream toe of a rockfill dam can provide some overtopping protection during construction. This was first suggested for Beni Haroun dam in Algeria, but was never implemented because the design of the dam was changed to an RCC dam as a Contractor's Alternative. The first actual use was at Xingo dam in Brazil (see Fig. 21) [5].

Fig. 21
Photograph of the completed Xingo dam
Photo du barrage Xingo terminé

8.4. RENFORCEMENT DE BARRAGES EN BÉTON PAR DES CONTREFORTS

Bien que la plupart des travaux de réhabilitation de barrages aux États-Unis aient concerné des barrages en remblai, le BCR a été également utilisé pour améliorer la structure de quatre barrages existants en béton ou maçonnerie. Dans les quatre cas, l'amélioration nécessaire a consisté en un renforcement vis-à-vis des charges sismiques (voir Tableau 12 pour les données sur les barrages, les volumes de BCR et les mélanges utilisés). Les accélérations de pointe du sol, adoptées dans le projet et correspondant au séisme maximal probable (SMP), allaient de 0,15 g pour le barrage de dérivation Camp Dyer à 0,70 g environ pour les barrages Gibraltar et Littlerock situés tous deux dans la zone d'activité sismique du sud de la Californie.

Tableau 12
Béton compacté au rouleau pour ouvrages de réhabilitation

Barrage	Année d'achèvement	Ville, État	Hauteur (m)	Volume de BCR (m ³)	Dimension max. de granulats (mm)	Ciment + cendres volantes (kg/m ³)	Application
Santa Cruz	1990	Espanola, Nouveau Mexique	46	29 400	50	80 + 80	Contrefort Barrage-voûte en béton
Gibraltar	1990	Santa Barbara, Californie	58	70 700	38	89 + 50	Contrefort Barrage-voûte en béton
Camp Dyer dériv.	1991	Phoenix, Arizona	23	11 500	78	86 + 86	Surélévation et contrefort Barrage en maçonnerie
Littlerock	1994	Palmdale Californie	52	70 500	38	65 + 98	Contrefort Barrage à voûtes multiples en béton

Pour le barrage Gibraltar [6], voûte en béton, le barrage Littlerock [7], voûtes multiples en béton, et le barrage de dérivation Camp Dyer [8], barrage-poids en maçonnerie grossière, le renforcement des barrages pour résister à un séisme de magnitude plus forte que celle adoptée lors du projet était la principale raison de la réhabilitation. Au barrage Santa Cruz, les raisons de la réhabilitation étaient triples : 1) augmenter la sécurité sismique du barrage-voûte existant, 2) améliorer la stabilité structurale de la voûte et de ses appuis lors de déversements, 3) remplacer le béton détérioré sous l'effet de cycles de gel-dégel sur le parement aval.

Dans tous les cas, le BCR fut mis en place à l'aval contre l'ouvrage en béton existant. Mis à part Santa Cruz, le barrage-voûte ou à voûtes multiples existant fut transformé en un ouvrage-poids en béton.

8.4. BUTTRESSING OF CONCRETE DAMS

Although most of the dam rehabilitation projects in the United States have involved embankment dams, RCC has been used to structurally upgrade four existing concrete or masonry dams. In all four cases the need for the upgrading has involved strengthening for seismic loadings (see Table 12 for data on the dams, RCC volumes and mixtures used). The peak design ground accelerations generated by the Maximum Credible Earthquake (MCE) has ranged from 0.15 g for Camp Dyer Diversion Dam to about 0.70 g for both Gibraltar and Littlerock Dams located in seismically-active southern California.

Table 12
Roller-compacted concrete for rehabilitation

Dam	Year completed	City, State	Height (m)	RCC volume (m ³)	Max. size of agg. (mm)	Cement + flyash (kg/m ³)	Application
Santa Cruz	1990	Espanola, New Mexico	46	29 400	50	80 + 80	Buttress Concrete arch dam
Gibraltar	1990	Santa Barbara, California	58	70 700	38	89 + 50	Buttress Concrete arch dam
Camp Dyer div.	1991	Phoenix, Arizona	23	11 500	78	86 + 86	Raise and buttress Masonry dam
Littlerock	1994	Palmdale California	52	70 500	38	65 + 98	Buttress Concrete multiple arch dam

For Gibraltar dam [6], a concrete arch; Littlerock dam [7], a multiple concrete arch; and Camp Dyer Diversion dam [8], a rubble-masonry gravity dam, upgrading the dam to withstand a higher magnitude earthquake than originally designed was the primary reason for the improvements. At Santa Cruz dam [9], the reasons for the rehabilitation were threefold : first to increase seismic safety for the existing concrete arch, second to improve structural stability of the arch and its abutments during overtopping, and third to replace freeze-thaw damaged concrete on the downstream face.

In all cases the RCC was placed adjacent to downstream of the existing concrete structure. Except for Santa Cruz, the existing arch or multiple arch was transformed to concrete gravity structures.

8.5. REFERENCES

1. LOWE, J. III
Roller-compacted concrete dams - an overview
in Roller-compacted concrete II, ASCE, New York, 1988
2. CHAO, P.C.
Tarbela dam - Problems solved by novel concretes
Civil Engineering, ASCE, New York, December 1980
3. McLEAN, F.G. and HANSEN, K.D
Roller-compacted concrete for embankment overtopping protection
Geotechnical practice in dam rehabilitation, Geotechnical Special Publication
N° 35, ASCE, New York, April 1993
4. HANSEN, K.D. and McLEAN, F.G
Roller-compacted concrete for overtopping protection : an overview
Water Resources Engineering, Vol. 2, ASCE, New York, August 1995

5. KUPERMAN, S.C.
Brazilian roller-compacted concrete dams; past, present and future
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
6. 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
7. WONG, N.C., FORREST, M.P., and LO, S.H.
Littlerock Dam - Rehabilitation - Another RCC Innovation
Proceedings of 1993 ASDSO Conference, Kansas City, September 1993
8. HEPLER, T.E.
RCC buttress construction for Camp Dyer Diversion Dam
Proceedings of 1992 ASDSO Conference, Baltimore, September 1992
9. METCALF, M., DOLEN, T.P. and HENDRICKS, P.A.
Santa Cruz Dam modification
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992

9. DÉVELOPPEMENT DES BARRAGES-VOÛTES BCR EN CHINE

9.1. INTRODUCTION

Le développement des barrages-voûtes BCR en Chine débuta avec les batardeaux construits à Yantan et Geheyan, en 1988. Ceux-ci furent conçus comme ouvrages-poids, mais avec une forme en voûte. Ces barrages furent suivis par trois batardeaux BCR du type voûte, à Shuidong, Jiangya et Dachaoshan. Les avantages des ouvrages du type voûte sont la durée de construction plus courte et l'économie. Par exemple, le batardeau BCR de Dachaoshan, du type voûte (volume 75 000 m³), fut construit en 88 jours et subit un déversement après seulement trois mois.

L'idée de la construction de barrages-voûtes BCR en Chine remonte à 1987 et fut finalement adoptée, en 1993, pour la construction du barrage Puding du type voûte épaisse. Ce type de barrage BCR est en cours de développement dans plusieurs régions de Chine. Il y a maintenant (année 2000) quatre barrages-voûtes BCR achevés, trois autres sont en construction et trois en cours d'étude. Des détails sur les barrages BCR achevés et ceux en cours de construction sont donnés dans le Tableau 13. La vallée la plus étroite est celle de Xibin, et la plus large celle de Hongpo.

Tableau 13
*Caractéristiques des barrages-voûtes BCR achevés ou en cours de construction en Chine,
à la fin de l'année 1999*

Barrage	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume (10 ³ m ³)	Forme de la vallée	Rapport L/H	Rapport B/H
Puding	75	196	137	∨	2,61	0,38
Wenquanpu	49	188	63	U	3,84	0,28
Xibin	63	93	33	∨	1,47	0,19
Hongpo	55	244	78	∟	4,44	0,47
Shapai	132	238	200	∨	1,80	0,24
Shimenzi	109	187	373	∨	1,72	0,27
Longshou	82	196	275	∟	2,39	0,34

9.2. CONCEPTION DES BARRAGES-VOÛTES BCR

Les recherches dans le domaine des barrages-voûtes BCR en Chine débutèrent en 1988. Une contribution fut présentée au 16^e Congrès CIGB, à San Francisco [1]. Toutefois, le barrage proposé, décrit dans ce rapport, ne fut pas réalisé. Les deux

9. THE DEVELOPMENT OF RCC ARCH DAMS IN CHINA

9.1. INTRODUCTION

The development of RCC arch dams in China started with cofferdams constructed at Yantan and Geheyan in 1988. These were designed as gravity structures, but in an arch shape. These dams were followed by three RCC arch cofferdams at Shuidong, Jiangya and Dachaoshan. The advantages of the arch structure are the shorter construction time and economy. For example, the Dachaoshan RCC arch cofferdam (volume : 75 000 m³) was completed in 88 days and was overtopped after only three months.

The original idea for the construction of RCC arch dam in China was in 1987 and was finally realised in 1993 with the Puding RCC thick-arch dam. This form of dam is being developed in several different regions of China. There are now (2000) four completed RCC arch dams, a further three are under construction and three are being designed. Details of the completed RCC dams and those under construction are shown in Table 13. The narrowest valley is Xibin, and the widest is Hongpo.

Table 13
Details of RCC arch dams in China that had been completed
or were under construction at the end of 1999

Dam	Height (m)	Length (m)	Volume (m ³ × 10 ⁶)	Shape of valley	Ratio of L/H	Ratio of B/H
Puding	75	196	137	∨	2.61	0.38
Wenquanpu	49	188	63	U	3.84	0.28
Xibin	63	93	33	∨	1.47	0.19
Hongpo	55	244	78	∟	4.44	0.47
Shapai	132	238	200	∨	1.80	0.24
Shimenzi	109	187	373	∨	1.72	0.27
Longshou	82	196	275	∟	2.39	0.34

9.2. DESIGN OF RCC ARCH DAMS

The research into RCC arch dams in China began in 1988. A contribution was made at the 16th ICOLD Congress in San Francisco [1]. However the proposed dam described in this paper was not realised. The first two RCC arch dams were

premiers barrages-voûtes BCR furent construits en 1993. Le premier était Puding, dans la Province de Guizhou, d'une hauteur de 75 m, le second, Wenquanpu, dans la Province de Hebei, d'une hauteur de 49 m. De précieux enseignements furent déduits de ces deux barrages. Deux autres barrages-voûtes BCR furent ensuite achevés Xibin et Hongpo. Trois autres sont actuellement en cours de construction, deux d'entre deux ayant des hauteurs dépassant 100 m : Shapai avec une hauteur de 132 m et Shimenzi avec une hauteur de 109 m. Ces deux barrages-voûtes BCR seront achevés en 2000. Le troisième en cours de construction est Longshou, avec une hauteur de 82 m. Un autre barrage-voûte BCR, Linhekou, est en cours d'étude, son achèvement étant prévu en 2003. D'autres enseignements seront tirés de ces barrages.

9.2.1. Dispositions générales

Il y a peu de différences entre un barrage-voûte BCV (en béton classique vibré) et un barrage-voûte BCR (en béton compacté au rouleau). Les problèmes associés à la topographie et à la géologie sont à peu près les mêmes. Le traitement de la fondation et des appuis est également identique.

En vue de simplifier la construction des barrages-voûtes BCR, les usines hydroélectriques sont toutes situées à l'aval et séparées des barrages. Certains évacuateurs de crue sont situés sur la crête des barrages, par exemple à Puding, Wenquanpu et Xibin, mais d'autres sont constitués de puits d'évacuation, tels que Bailianya et Hongpo. Une galerie spéciale d'évacuation sur la rive droite du barrage Shapai permettra d'évacuer une crue de 280 m³/s. Des galeries de dérivation ont été utilisées pour tous ces barrages BCR.

La forme des barrages-voûtes BCR a varié suivant les conditions propres à chaque site. Certains barrages furent optimisés pour obtenir le profil en travers le plus économique. Le barrage Puding se caractérise par un centre fixe, des angles au centre et des rayons variables, une forme dissymétrique. Wenquanpu est une voûte à centre fixe, à rayon variable, à parement amont vertical. Xibin est une voûte de forme circulaire à centre unique, avec un fruit amont de 0,082:1 (H:V). Hongpo a la forme d'un barrage poids-voûte, à centre fixe et rayon variable. Shapai présente trois centres, une forme à simple courbure, avec un surplomb sur le parement amont. Bailianya qui est en cours d'étude aura la forme d'un barrage poids-voûte, à simple courbure, centre fixe et rayon constant, avec un parement amont vertical.

Outre les prescriptions résultant du calcul des contraintes statiques et dynamiques et de la maîtrise des effets thermiques, quelques dispositions spéciales ont été adoptées pour les barrages-voûtes BCR :

- L'épaisseur en crête ne sera pas inférieure à 4-6 m afin que la mise en place du BCR puisse se faire dans de bonnes conditions ;
- L'emplacement des joints doit être déterminé avec soin ;
- Diminuer, autant que faire se peut, le volume de béton classique vibré, par exemple en utilisant des coffrages préfabriqués pour les galeries et les puits d'ascenseur, etc. ;
- Limiter le surplomb sur le parement amont ; il est de 2,4 m au barrage Puding ;

constructed in 1993. The first was Puding RCC arch dam in Guizhou Province with a height of 75 m, and the second was Wenquanpu in Hebei Province with a height of 49 m. Valuable experience was gained from these two dams. A further two RCC arch dams were then completed, Xibin and Hongpo. Three more RCC arch dams are now under construction, two of which have heights greater than 100 m; the first being Shapai with a height of 132 m, and the second is Shimenzi with a height of 109 m. These two RCC arch dams will be completed in 2000. The third RCC arch dam under construction is Longshou with a height of 82 m. A further 100-m RCC arch dam, Linhekou, is being designed and is planned to be completed in 2003. Further experience will be gained from these dams.

9.2.1. Layout

There are few differences between the design of a CVC (conventionally-vibrated concrete) and an RCC (roller-compacted concrete) arch dam. The requirements for topography, geology, are almost exactly the same. The treatment of the foundation and abutments are also the same.

To simplify the construction of the RCC arch dams, all hydropower stations are located downstream of, and separate from, the dams. Some spillways are located on the crest, such as Puding, Wenquanpu and Xibin, but others use outlets such as Bailianya, and Hongpo. A special spillway tunnel on the right bank at Shapai will discharge the flood with a flow rate of 280 m³/s. Diversion tunnels have been used for all these RCC dams.

The shape of RCC arch dams has varied according to the different conditions at each site. Some of the dams were optimised to find the most economical cross section. Puding used a fixed-centre, variable-radius and central angles, asymmetric shape. Wenquanpu used a fixed-centre, variable-radius, vertical upstream face. Xibin used a single-centre circle shape with an upstream slope of 0.082:1 (H:V). Hongpo used fixed-centre variable-radius arch-gravity shape. Shapai used three centres, single-curvature shape with a cantilever on the upstream face. Bailianya, which is being designed will use a fixed-centre, fixed-radius single-curvature arch-gravity shape with a vertical upstream face.

In addition to the requirements due to static and dynamic stress analysis and thermal control, some special arrangements for RCC arch dams have been adopted :

- The width of crest should be not less than 4 to 6 m so that reasonably efficient RCC placement is possible ;
- The joints should be located in convenient locations ;
- To decrease the volume of CVC as much as possible, for instance by using pre-cast formwork for galleries and elevator shafts, etc. ;
- To limit the cantilever on the upstream face ; there is 2.4-m cantilever at Puding dam ;

- Diminuer, autant que possible, le nombre d'éléments incorporés dans le barrage et utiliser des coffrages en console, avec des aciers horizontaux de fixation, afin de réduire les entraves à la mise en place du BCR ;
- Adopter du BCR, enrichi de coulis, pouvant être vibré, en vue de remplacer le béton classique vibré sur le parement amont et améliorer l'étanchéité du barrage ;
- Utiliser les zones excavées des appuis du barrage-voûte pour installer des goulottes ou des engins sur plan incliné pour le transport du béton jusqu'à la zone de mise en place.

9.2.2. Joints et injection des barrages-voûtes BCR

Un bon comportement d'un barrage-voûte sous l'action des charges nécessite que le corps de l'ouvrage soit continu ; tout joint doit donc être injecté avant la mise en eau de la retenue. Parfois, dans une vallée très étroite aucun joint n'est nécessaire, mais généralement, dans les larges vallées, on doit prévoir des joints en raison de la surface étendue de bétonnage et en vue de la maîtrise des effets thermiques. En général, il y a deux types de joint : le premier est le joint normal de contraction, muni de deux waterstops sur le parement amont et d'un waterstop sur le parement aval. L'injection d'un tel joint est exécutée lorsque la température du béton a baissé jusqu'à un niveau prédéterminé. Le second type de joint, appelé joint induit, est généralement constitué en installant des plaques de bois ou métalliques recouvertes d'un isolant d'adhérence ou des coffrages préfabriqués avec clavettes pour diminuer la section du barrage de 60 à 75 %. Un joint induit ne peut pas s'ouvrir si les contraintes de traction ne sont pas élevées et l'effet voûte du barrage commencera à se produire après remplissage de la retenue. Par exemple, au barrage Puding, deux joints induits furent adoptés ; au barrage Wenquanpu, deux joints et demi de contraction ainsi que deux joints et demi induits furent constitués. Au barrage Xibin, on décida de n'adopter aucun joint du fait de la vallée très étroite ; cependant, dans la partie supérieure du barrage sur une hauteur de 25 m, un joint de construction fut réalisé du fait que la centrale à béton avait une capacité insuffisante ; ce joint fut injecté avant mise en eau de la retenue. Il y a deux joints induits à Hongpo, et deux joints de contraction ainsi que deux joints induits à Shapai. Un dispositif spécial d'injection adopté sur ce dernier barrage a permis de réinjecter les joints plusieurs fois. Le barrage-voûte BCR Bailianya en cours d'étude aura deux joints de contraction et trois joints induits. Le Tableau 14 donne des détails sur les joints d'un certain nombre de barrages-voûtes BCR en Chine.

- To decrease the inserts as much as possible and to use cantilevered formwork with horizontal steel tie bars to reduce the impediments to RCC placement ;
- To use GEVR (grout-enriched vibratable RCC) to replace the CVC on the upstream face to improve the impermeability of the dam ;
- To use the excavated abutments of the arch dam to arrange vacuum chutes or inclined movable carriage to transport the concrete to the point of placement.

9.2.2. Joint and grouting of RCC arch dams

For an arch dam to work the dam body must be continuous, therefore any joint should be grouted before impounding of the reservoir. Sometimes in a very narrow valley no joints are necessary, but usually it is necessary to cut joints in dams in wider valleys due to the large placing area and thermal control. In general, there are two types of joints : the first is the normal contraction joint with two waterstops on the upstream face and waterstop on the downstream face. Grouting of this form of joint is carried out when the temperature of the concrete drops to a particular level. The second type of joint is the so called induced joint, usually formed by installing wooden or steel sheets covered by a bond breaker or precast forms with keys to decrease the section of the dam by 60 to 75 %. An induced joint may not open, if the tensile stresses are not high and the arching effect of the dam will start to work after impounding of reservoir. For example, at Puding dam two induced joints were used, at Wenquanpu two and a half contraction joints were used with two and a half induced joints. At Xibin dam it was decided not to use any joints because of the very narrow valley, however in the upper 25 m of the dam, a construction joint was introduced because the concrete plant had insufficient capacity. This joint was grouted before impounding of the reservoir. There are two induced joints in Hongpo, and two contraction joints and two induced joints were used in Shapai dam. A special grouting system at the latter dam allowed the joints to be re-grouted several times. Bailianya RCC arch dam which is being designed will have two contraction and three induced joints. Table 14 includes details of the joints in a number of RCC arch dams in China.

Tableau 14
Jointes transversaux dans des barrages-voûtes BCR en Chine

Barrage	Année d'achèvement	Hauteur		Longueur		Épaisseur à la base		Température moyenne annuelle (°C)	Température moyenne mensuelle (°C)		Espacement des joints		Types de joints [1]	Système d'injection	Remarques
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		Maximum	Minimum	(m)	(m)			
Puding	1993	75	196	28	14,7	23,1	5,1	30, 53, 81, 31	2 Ind.	Réitérée	Non ouvert				
Wenquanpu	1994	49	188	14	10	25,3		30, 34	2,5 Nor. 2,5 Ind.	Réitérée					
Xibin	1996	63	93	12	19	27,7	7,3	45	1 Con.	Unique					
Hongpo	1999	55	244	26	14,8	19,9	7,8	75, 115, 54,	2 Ind.	Unique					
Shapai	2000	132	238	28	11,3	20,9	0,8	45	2 Nor. 2 Ind.	Réitérée					
Shimenzi	2000	109	176	30	4	18,9	- 12,2	88	1 Con.	Réitérée					
Linhekou	2003	100	311	28	15	26,0	3,4	55, 65, 75, 65, 55	4 Ind. proposés	Réitérée	En cours d'étude				
Bailianya	Projet	101	348	25	16		3,6	110, 120, 155, 96	2 Nor. 3 Ind.	Réitérée					

Note 1 : Ind. = Joint induit

Nor. = Joint normal de contraction

Con. = Joint de construction

Table 14
Transverse joints in RCC arch dams in China

Dam	Year of completion	Height (m)	Length (m)	Width of base (m)	Annual average temperature (°C)	Monthly average temperature (°C)		Joint spacing (m)	Types of joints [1]	Grouting system	Remarks
						Maximum	Minimum				
Puding	1993	75	196	28	14.7	23.1	5.1	30, 53, 81, 31	2 Ind.	Repeat	Not opened
Wenquanpu	1994	49	188	14	10	25.3		30, 34	2.5 Nor. 2.5 Ind.	Repeat	
Xibin	1996	63	93	12	19	27.7	7.3	45	1 Con.	Single	
Hongpo	1999	55	244	26	14.8	19.9	7.8	75, 115, 54,	2 Ind.	Single	
Shapai	2000	132	238	28	11.3	20.9	0.8	45	2 Nor. 2 Ind.	Repeat	
Shimenzi	2000	109	176	30	4	18.9	- 12.2	88	1 Con.	Repeat	
Linhekou	2003	100	311	28	15	26.0	3.4	55, 65, 75, 65, 55	proposed 4 Ind.	Repeat	Under research
Bailianya	Design	101	348	25	16		3.6	110, 120, 155, 96	2 Nor. 3 Ind.	Repeat	

Note 1 : Ind. = Induced joint

Nor. = Normal contraction joint

Con. = Construction joint

Le problème de l'injection des joints d'un barrage BCR est associé à deux conditions opposées : la nécessité d'une mise en eau le plus tôt possible afin de rendre opérationnel l'aménagement, et la nécessité de laisser le BCR se refroidir jusqu'à une température stable. On a constaté que parfois les joints induits ne s'ouvriraient pas du fait de la charge d'eau et ne pouvaient être injectés. Les joints du barrage mince de Wenquanpu se sont tous ouverts par temps froid et furent injectés. Des injections furent exécutées à trois reprises, en mars 1994, en mars et juin 1995, et en avril 1996. La quantité maximale de coulis de ciment injecté a été de 21 kg/m². La seconde injection fut réalisée après vérification de tous les joints. Le volume de coulis injecté a été de 16 kg/m² pour les joints induits et de 41 kg/m² pour les joints de contraction.

Des joints courts spéciaux conçus pour diminuer les contraintes de traction dans les barrages furent réalisés à Xibin et à Shimenzi. Ces joints sont situés aux appuis sur les parements amont et dans la partie supérieure des parements aval. Des trous d'arrêt furent inclus à l'extrémité des joints courts, ainsi que des waterstops sur les parements amont.

9.3. DOSAGES ADOPTÉS DANS LES BARRAGES-VOÛTES BCR

Les dosages adoptés dans les barrages-voûtes BCR en Chine sont indiqués dans le Tableau 15. Les caractéristiques particulières des dosages sont résumées ci-après :

- Tous les barrages-voûtes BCR chinois ont utilisé des cendres volantes comme adjuvant minéral.
- Le pourcentage de cendres volantes dans le liant peut atteindre 65 % mais les qualités différentes du ciment et des cendres volantes peuvent affecter directement les proportions. La qualité des cendres volantes influe sur les propriétés du BCR; en général, les cendres volantes de première qualité constituent le choix optimal.
- Le rapport eau/liant est généralement compris entre 0,50 et 0,65.
- La maniabilité du BCR est déterminée par l'essai CV (compactage par vibration) et se situe, en général, entre 8 et 10 secondes.
- La dimension maximale des granulats du BCR de classe 2 (i.e. comportant deux catégories de granulats grossiers) est 40 mm, la proportion des granulats des deux catégories étant généralement 1:1 ou 1:1,4; la dimension maximale des granulats du BCR de classe 3 est 80 mm, les proportions des granulats des trois catégories étant généralement 4:4:3 ou 3:4:3.
- Bien que de faibles volumes d'adjuvants soient utilisés, ceux-ci peuvent avoir une forte influence sur le temps de prise, la maniabilité et la durabilité du BCR. Parfois, il est nécessaire d'utiliser des adjuvants composites.
- La proportion de sable par rapport à la totalité des granulats se situe entre 28 et 38 %.
- Des granulats calcaires concassés présentent les meilleures propriétés pour le BCR. Si une poudre de roche est incluse, la maniabilité peut être améliorée

The problem with the grouting of joints in an RCC dam is the contradictory requirements of the need for an early impounding to make the Project operational and the need for the RCC to have cooled to a stable temperature. It has been found that sometimes induced joints do not open due to the water pressure and could not be grouted. The joints of the thin Wenquanpu dam all opened due to cold weather, and were grouted. Grouting was undertaken three times in March 1994, in March and June 1995 and in April 1996. The maximum volume of cement mortar was 21 kg/m², The second grouting was added after checking the five joints. The volume of cement mortar was 16 kg/m² for the induced joints and 41 kg/m² for the contraction joints.

Special short joints designed to decrease the tensile stresses in the dams were incorporated in Xibin and Shimenzi dams. These joints were on the abutments on the upstream faces and on the crest of the downstream faces. Stop holes were included at the end of short joints, and waterstops on the upstream faces.

9.3. MIXTURE PROPORTIONS USED IN RCC ARCH DAMS

The mixture proportions used in RCC arch dams in China are shown in Table 15. Particular features of the mixture proportions can be summarised as following :

- All Chinese RCC arch dams used flyash as a mineral admixture.
- The percentage of flyash in the cementitious content can reach 65 %, but the different qualities of the cement and flyash can directly affect the proportion. The quality of the flyash influences the properties of the RCC, generally the best-quality flyash is the optimum choice.
- The water/cementitious ratio is usually between 0.50 and 0.65.
- The workability of the RCC is determined by the VC test and the range is usually between 8 and 10 sec.
- The maximum size of aggregates of 2-grade RCC (i.e. with two coarse aggregates) is 40 mm, the proportion of the two aggregates is generally 1:1 or 1:1.4; the maximum size of aggregates of 3-grade RCC is 80 mm, the proportions of three aggregates is generally 4:4:3 or 3:4:3.
- Although small volumes of admixtures are used, these can significantly influence setting time, workability and the durability of the RCC. Occasionally it is necessary to use composite admixtures.
- The ratio of sand to total aggregate is in the range 28 to 38 %.
- Crushed limestone aggregate has the best properties for RCC. If there is rock powder included, the workability can be improved and the inclusion will not

Tableau 15
Dosages adoptés dans des barrages-voûtes BCR en Chine

Barrage	Année d'achèvement	eau (E) (kg/m ³)	ciment (C) (kg/m ³)	cendres volantes (V) (kg/m ³)	E / C + V	proportion de sable (%)	Granulats (kg/m ³)				Ajuvants (%)	Valeur CV (s)	Classe
							Sable	5-20	20-40	40-80			
Puding	1993	94	85	103	0,50	38	836	698	698	-	0,55	10	R ₉₀ 200
		84	54	99	0,55	34	768	454	604	454	0,55	7	R ₉₀ 150
Wenquanpu	1994	107	100	95	0,55	37,7	788	650	650	-	0,50/0,03	6-10	R ₉₀ 200, S ₄
		91	95	78	0,60	32,2	686	447	596	447	0,50/0,03	8	R ₉₀ 150, S ₄
Xibin	1996	100	80	120	0,5	33	719	725	725	-	-	7	
		87	70	105	0,5	31,6	676	468	468	624	-	8,6	
Hongpo	1999	82	52	97	0,55	32	733	460	614	460		7	
Shapai	2000	100	108	72	0,55	38	832	551	827	-	0,55/0,15	8-9	
		94	89	89	0,53	34	743	442,5	590	442,5	0,55/0,15	7,5-9	
Shimenzi	2000	85	57	116	0,49	30	632	520,5	520,5	446	0,95	7	
		93	88	106	0,48	32	643	865	576		0,95	7	
Bailiansya	U.D	90	56	84	0,64	28,5	630				0,35	5	
		108	72	108	0,60	34,5	736				0,45	6	

Table 15
Typical mixture proportions used in RCC arch dams in China

Dam	Year of completion	water (E) (kg/m ³)	cement (C) (kg/m ³)	flyash (kg/m ³)	W/C + F	Sand ratio (%)	Aggregates (kg/m ³)				Admixtures (%)	VC value (sec)	Grade
							Sand	5-20	20-40	40-80			
Puding	1993	94	85	103	0.50	38	836	698	698	-	0.55	10	R ₉₀ 200
		84	54	99	0.55	34	768	454	604	454	0.55	7	R ₉₀ 150
Wenquanpu	1994	107	100	95	0.55	37.7	788	650	650	-	0.50/0.03	6-10	R ₉₀ 200, S ₄
		91	95	78	0.60	32.2	686	447	596	447	0.50/0.03	8	R ₉₀ 150, S ₄
Xibin	1996	100	80	120	0.5	33	719	725	725	-	-	7	
		87	70	105	0.5	31.6	676	468	468	624	-	8.6	
Hongpo	1999	82	52	97	0.55	32	733	460	614	460		7	
Shapai	2000	100	108	72	0.55	38	832	551	827	-	0.55/0.15	8-9	
		94	89	89	0.53	34	743	442.5	590	442.5	0.55/0.15	7.5-9	
Shimenzi	2000	85	57	116	0.49	30	632	520.5	520.5	446	0.95	7	
		93	88	106	0.48	32	643	865	576		0.95	7	
Baitianya	U.D	90	56	84	0.64	28.5	630				0.35	5	
		108	72	108	0.60	34.5	736				0.45	6	

et cette inclusion n'affectera pas la résistance du BCR. L'expérience a montré que le pourcentage inclus pouvait atteindre 17 % (des granulats fins). Pour les granulats naturels, le pourcentage d'éléments lamelliformes et allongés doit être inférieur à 15 % et le pourcentage doit être aussi faible que possible.

- L'âge choisi pour la résistance de projet du BCR sera 91 ou 180 jours, du fait que la résistance du BCR peut augmenter assez lentement avec la proportion élevée de cendres volantes.

9.4. MAÎTRISE DES TEMPÉRATURES ET CALCUL DES CONTRAINTES THERMIQUES

Comme dans le cas des barrages-voûtes en béton classique vibré, les contraintes résultant du poids du béton et celles d'origine thermique se combinent pour produire les contraintes totales dans les barrages-voûtes BCR. Le Département des Matériaux et Structures de l'IWHR, à Beijing, a mis au point une méthode de calcul des températures et des contraintes thermiques en vue de simuler le procédé de construction par couches. Pour les barrages Puding et Shapai, les résultats des calculs thermiques ont été vérifiés par rapport aux résultats in situ fournis par les appareils de mesure situés dans le corps des barrages. La comparaison des divers emplacements des joints a permis de démontrer qu'une telle méthode pouvait contribuer à déterminer les températures et les contraintes thermiques.

Cependant, l'augmentation du nombre de couches dans les barrages BCR de grande hauteur nécessite un ordinateur très puissant, avec une grande capacité, et une disponibilité de temps. Il fut donc proposé de combiner plusieurs couches en une seule, en vue de simplifier la méthode et de réduire la capacité de l'ordinateur et le temps. Cela fut possible du fait que l'augmentation adiabatique de température, le module d'élasticité et le fluage étaient identiques à l'intérieur de la couche unique associant plusieurs couches. Cette méthode peut ainsi être utilisée pour vérifier les températures et les contraintes thermiques dans les barrages-voûtes BCR.

Un dosage élevé en cendres volantes et un dosage relativement faible en ciment dans la composition du BCR conduisent à une faible chaleur d'hydratation. Si la température de mise en place du béton est également maintenue inférieure à la température moyenne annuelle, les différences de température dans le barrage peuvent être réduites à une faible valeur et le risque de fissuration d'origine thermique est ainsi diminué. Cependant, par temps hivernal rigoureux, des fissures thermiques peuvent se produire sur la surface du BCR. Par conséquent, une protection de la surface du BCR est nécessaire en Chine septentrionale, du fait que toute fissure en surface peut évoluer en profondeur à travers le corps du barrage et provoquer des fuites d'eau importantes.

Un autre problème est celui de la maîtrise de la température de mise en place du béton au cours de la saison chaude estivale. Des couvertures spéciales sur les engins de transport ont été utilisées pour éviter l'ensoleillement direct sur les granulats. Un tel système a été adopté à Dachaoshan et à Shapai. De plus, il présente l'intérêt de protéger les granulats contre la pluie et ainsi de réduire les variations de teneur en eau du sable.

affect the strength of the RCC. Experience has shown that the percentage included can be up to 17 % (of the fine aggregate). For natural aggregate, the flaky and elongated particles should be less than 15 % and the percentage should be as low as possible.

- The design age for the RCC should be chosen at an age of 91 or 180 days, because the strength of RCC can increase rather slowly with high proportions of flyash.

9.4. THERMAL CONTROL AND THERMAL STRESS ANALYSIS

As with CVC arch dams, the concrete weight and thermal stresses combine to create the total stresses in RCC arch dams. The Department of Materials and Structures of the IWHR in Beijing has developed an analysis of thermal stresses and temperatures to simulate the practice of construction in layers. For Puding and Shapai, the results of the thermal analyses were checked against in-situ results obtained from instruments in the dam bodies. Also comparison of the different locations of the joints proved that such a method was able to help determine the temperatures and thermal stresses.

However the increasing number of layers in high RCC dams needs a very powerful computer with a large capacity and availability of time. Therefore, it was suggested that several layers should be combined into a single unit and thus to simplify the method and to decrease the need for computer capacity and time. This is possible as the adiabatic temperature rise, coefficient of elasticity and creep were similar within the unit. Thus this method can be used for checking the thermal stresses and temperatures in RCC arch dams.

A high content of flyash and relatively low cement content in the mixture proportions of the RCC results in a low heat of hydration. If the placing temperature of the concrete is also kept lower than the annual average temperature, the temperature differentials in the dam can be reduced to a low level and the possibility of thermal cracking reduced. However when there is severe winter weather thermal cracks can be found on the surface of RCC. Consequently protection of the surface of the RCC is necessary in Northern China, because any surface crack might develop into deeper cracks through the dam body and consequent leakage of water.

A further problem is how to control the placing temperature of the concrete during the heat of summer. Special covers on the conveyers have been used to avoid direct sun on the aggregates. Such a system was used in the Dachaoshan and Shapai Projects. These have the added benefit of protecting the aggregates from rain and thus reducing the variation of the water content of sand.

Il existe diverses méthodes de refroidissement du BCR, telles que le pré-refroidissement des granulats, du ciment et des pouzzolanes, l'addition de paillettes de glace à l'eau de gâchage et l'utilisation de tuyaux de post-refroidissement en été. Néanmoins, il s'agit là d'une question d'ordre économique, le coût d'un système de refroidissement et d'autres mesures devant être inférieur aux bénéfices obtenus par l'exploitation avancée du barrage BCR ou résultant d'autres facteurs tels que la réduction des frais généraux au cours de la construction.

Pour les barrages-voûtes BCR, l'injection des joints doit être exécutée avant la mise en eau pour assurer que l'ouvrage travaillera comme un tout. Cependant, si la température dans le corps du barrage lors de l'injection est plus élevée que la température stable à long terme, les joints s'ouvriront de nouveau. Afin que les joints puissent être injectés à plusieurs reprises, un dispositif spécial d'injection a été récemment mis au point (voir sous-chapitre 5.7.2.).

9.5. COMPORTEMENT DE BARRAGES BCR CHINOIS

L'inspection de barrages BCR chinois en cours d'exploitation a concerné principalement les percolations à travers le corps du barrage, la résistance du BCR et les fissures dans le barrage.

1. Percolations

Les percolations à travers le corps du barrage se sont avérées faibles dans les quatre barrages-voûtes BCR achevés en Chine. Il y a eu un certain auto-colmatage et généralement les fuites ont diminué après le traitement par injection.

Au barrage Puding, il y avait très peu de fuite dans la galerie, avec seulement quelques zones d'humidité. Toutefois, à Wenquanpu et à Xibin, on constata des percolations entre certaines couches. Cela résultait de la présence de joints secs causés par l'utilisation de techniques quelque peu inappropriées au cours de la construction. Une membrane amont en PVC fut donc installée pour protéger le béton contre les dégâts dus au gel au cours des hivers froids à Wenquanpu. À Xibin, quelques injections furent exécutées dans le barrage sur l'appui rive droite. Le barrage Hongpo est en service depuis peu de temps et aucune fuite évidente n'a été détectée.

2. Résistance et densité du BCR

Des essais sur des carottes ont montré que la résistance du BCR avait pleinement satisfait aux prescriptions du projet. Une série de travaux de recherche ont été entrepris en Chine, au cours des dix dernières années, pour trouver le meilleur moyen de traiter les surfaces des couches. Des méthodes efficaces en vue d'améliorer le comportement des joints consistent à :

- recouvrir la couche ancienne par le nouveau béton dès que possible, au moins avant la prise initiale du béton de la couche ancienne ;
- utiliser un adjuvant efficace pour retarder le début de prise ;
- épandre un coulis de ciment et de cendres volantes sur la surface du béton ancien pour augmenter la résistance à l'adhérence ;

There are a number of different views regarding the cooling of the RCC by methods such as the pre-cooling of aggregates, cement and pozzolan, the addition of flake ice to the mixing water and the use of post-cooling pipes in summer. Nevertheless this is an economical question, the cost of any cooling system and other measures should be lower than the benefits, obtained by the earlier operation of the RCC dam or by other means such as reduced overheads during construction.

For RCC arch dams, grouting of joints before impounding of water is necessary to ensure the structure works as a whole. However if the temperature in the dam body during grouting is higher than the long-term stable temperature, the joints will open again. So that the joints can be grouted several times, a special grouting system has recently been invented (see Section 5.7.2).

9.5. PERFORMANCE OF RCC DAMS IN CHINA

Inspection of Chinese RCC dams during operation has been undertaken under three main headings : leakage through the dam body, the strength of the RCC and cracks in the dam.

1. Leakage

The leakage through the dam body has been found to be small in all four of the completed Chinese RCC arch dams. There has been some self healing, and usually any leakage has decreased after grouting treatment.

In Puding dam there was very little leakage in the gallery with only a few areas of moisture. However in Wenquanpu and Xibin there was leakage between some layers. This was because of cold joints with rather inadequate techniques during construction. Consequently, an upstream PVC membrane was installed for protection against frost damage to the concrete during the cold winters at Wenquanpu. At Xibin some grouting was undertaken in the dam on the right abutment. Hongpo dam has just been out into operation and no obvious leakage has been found.

2. Strength and density of RCC

Testing of cores has shown that the strength of the RCC has fully met the requirements of the design. A series of research projects have been undertaken during the last ten years in China to find the right way to treat layers surfaces. Effective methods of improving the performance of the joints has been found to :

- cover the old layer by new concrete as soon as possible, at least before the initial setting of old layer concrete ;
- use an effective admixture to extend the initial setting time ;
- spread a cement and flyash grout over the surface of the old concrete to increase the bond strength ;

- éviter la ségrégation des granulats sur la surface des couches ;
- empêcher toute pollution sur la surface des couches.

Le premier procédé sus-mentionné est le plus important, les granulats de la nouvelle couche pouvant pénétrer, sous l'effet de la pression, dans la zone superficielle de l'ancienne couche et rendre presque indivisibles les joints entre les deux couches. Cela a été constaté sur les carottes extraites du barrage Puding (l = 4,8 m), du barrage Fenhe n° 2 (l = 7,8 m) et du barrage Dachaoshan (l = 8,4 m).

Au cours de ces dernières années, une plus grande attention a été portée à la durabilité du BCR. Malheureusement, il n'existe pas encore de méthode idéale et acceptable permettant de mesurer la durabilité en laboratoire. Actuellement, les seuls moyens sont des méthodes indirectes, telles que la résistance au gel-dégel, la résistance à long terme, la résistance à la fissuration, la résistance à l'érosion, etc. Les résistances constatées dans les barrages-voûtes BCR ont été, dans tous les cas, aussi élevées que celles observées dans les barrages-voûtes en béton classique.

3. Maîtrise des températures et résistance à la fissuration

Le problème de la résistance à la fissuration devient plus difficile du fait que les barrages-voûtes BCR ont une plus grande hauteur et une plus grande longueur en crête. Plusieurs fissures ont été détectées à Puding, la plupart d'entre elles étant des fissures de surface. Seule une fissure pénétrait à l'intérieur du barrage près de l'appui rive gauche, mais aucune fuite ne fut observée. Le changement de forme de la fondation pouvait être la cause de cette fissure. L'emplacement des joints transversaux revêtait une grande importance, et deux types de joints ainsi qu'un système de réinjection furent utilisés.

En vue d'obtenir la température de mise en place du béton la plus basse possible, les méthodes classiques, telles que le pré-refroidissement des granulats et l'addition de paillettes de glace à l'eau de gâchage, sont efficaces. En outre, une pulvérisation d'eau sur la zone de bétonnage et l'adoption d'adjuvants spéciaux sont des procédés utilisés dans les régions de Chine soumises à des températures élevées.

9.6. RÉSUMÉ

Les barrages-voûtes BCR ont connu un développement en Chine afin de réduire le coût de construction et de rendre les travaux plus rapides et plus simples. Outre les quatre barrages-voûtes BCR achevés, quatre sont en cours de construction et trois autres sont en cours d'étude. La technologie évolue continuellement. Cinq années d'expériences opérationnelles sont encore insuffisantes pour juger toutes les innovations. Il n'y a pas deux barrages-voûtes BCR identiques. Chaque projet doit être optimisé pour les conditions locales et en se servant de l'expérience acquise sur des projets précédents. La construction d'un plus grand nombre de barrages-voûtes BCR est prévue en Chine au cours du siècle actuel.

- avoid segregation of the aggregates on the surface of layers ;
- prevent any pollution on the surfaces of layers.

The most important of the above is the first, as the aggregates of new layer can be pressed into the surface of the old layer and make the joints between the layers almost indivisible. This has been shown in the cores from Puding dam ($l = 4.8$ m), from Fenhe N° 2 dam ($l = 7.8$ m) and from Dachaoshan dam ($l = 8.4$ m).

In recent years more attention has been paid to the durability of RCC. Unfortunately there is still not an ideal and acceptable method of measuring durability in the laboratory. At present indirect methods are the only ways, such as freeze-thaw resistance, long-term strength, crack resistance, erosion resistance, etc. The strengths found in the RCC arch dams have in all cases been as high as that found in traditional concrete arch dams.

3. Thermal control and crack resistance

The problem of crack resistance is becoming more difficult, as RCC arch dams become higher and the crest lengths become longer. Several cracks appeared at Puding, although most of these are surface cracks. Only one crack penetrated through the dam near the left abutment, but no leakage was found. The changing shape of the foundation could have caused this crack. The positioning of the transverse joints was very important and two types of joints were used, in particular, the repeating grout system was developed.

In order to get lower concrete placing temperature, the traditional methods such as pre-cooling the aggregates and adding ice flake to the mixing water are effective measures. In addition fog spraying of the placing area and adding special admixtures are used for high temperature regions of China.

9.6. SUMMARY

RCC arch dams have been developed in China to reduce the cost of construction and to make the construction faster and simpler. In addition to the four completed RCC arch dams, four are under construction and three further dams are being designed. The technology is being developed all the time. Nevertheless five years of operational experiences is still insufficient to prove all the innovations. No two RCC arch dams are the same. Each project has to be optimised for the local conditions and using the experience of previous projects. More RCC arch dams are expected to be constructed in China in the next century.

9.7. REFERENCES

1. SHEN, C.G.
New technical progress of RCC dam construction in China
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
2. WANG, B., and WANG, D.
Continuous placement techniques with partitions for Puding RCC arch dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
3. YANG, F.C. and GAO, T.Z.
Brief introduction of design and construction of Wenquanpu RCC arch dam
Hebei Research Institute of Investigation and Design of Water Conservancy
and Hydropower, March 1995
4. LIU, G.T., MAI, J.X. and ZHANG, G.X.
Research and practice on Xi-Bin roller-compacted concrete thin-arch dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

10. LE BARRAGE EN REMBLAI DUR

10.1. INTRODUCTION

Dès le tout début du développement des barrages BCR, les techniques de terrassement ont été appliquées à l'épandage et au compactage du béton. Dans les cas de fondations de qualité peu satisfaisante ou de charges sismiques élevées, le profil en travers triangulaire classique du barrage-poids n'est pas une forme idéale. Dans ces conditions, une conception possible est le barrage BCR à profil symétrique, avec des fruits amont et aval identiques, dans lequel le dosage en liant peut être choisi en fonction des types de granulats disponibles, de la résistance maximale et du module d'élasticité prescrits pour le corps du barrage, les conditions de fondation étant prises en compte.

La première proposition d'un profil en travers symétrique remonte à 1970 [1]. L'idée consistait à concevoir un profil de barrage situé grosso modo entre le barrage-poids et le barrage en remblai, en utilisant un matériau dont les caractéristiques se situaient entre le béton et le sol.

Les barrages en remblai dur achevés à ce jour sont indiqués dans le Tableau 16.

Tableau 16
Caractéristiques de barrages en remblai dur (hauteur > 15 m) achevés à la fin de l'année 1999

Barrage	Pays	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume (10 ³ m ³)	Fruits des parements (H:V)	
					Amont	Aval
Marathia	Grèce	26	265	33	0,50:1	0,50:1
Ano Mera	Grèce	32	150	45	0,50:1	0,50:1
Contraembalse de Monción	République Dominicaine	20	254	155	0,70:1	0,67:1

L'augmentation de volume du corps du barrage ne conduit pas toujours à un ouvrage coûteux car le coût unitaire du BCR peut être bien inférieur à celui d'un BCR utilisé dans un barrage-poids plus classique, du fait que certaines spécifications peuvent être moins contraignantes.

10.2. LE BARRAGE EN REMBLAI DUR À PROFIL SYMÉTRIQUE

10.2.1. Concept de base

Le profil en travers d'un barrage-poids en béton classique conduit à un changement important de la répartition des contraintes entre les situations retenue

[1] Appelé aussi barrage à profil trapézoïdal, au Japon.

10. THE “HARD-FILL” DAM

10.1. INTRODUCTION

From the very beginning of the RCC dam development, the earth-moving approach has been applied to the spreading and compaction of the concrete. When dealing with less-good foundation conditions or high earthquake loads, the traditional triangular-shaped gravity dam is not an ideal shape. Under these conditions, a possible alternative is the design of a symmetrical RCC dam with similar upstream and downstream slopes in which the cementitious content can be selected relative to the available types of aggregate, the required maximum strength and the required modulus of elasticity of the dam body with regards to the foundation conditions.

The first proposal for a symmetrical profile was made in 1970 [1]. The concept was to design a dam section somewhere between the gravity dam and the embankment, using a material with characteristics between concrete and soil.

The hard-fill dams completed to date are shown in Table 16.

Table 16
Details of hard-fill dams (> 15 m in height) that had been completed at the end of 1999

Dam	Country	Height (m)	Length (m)	Volume (m ³ × 10 ³)	Slope of faces (H:V)	
					Upstream	Downstream
Marathia	Greece	26	265	33	0.50:1	0.50:1
Ano Mera	Greece	32	150	45	0.50:1	0.50:1
Contraembalse de Monción	Dominican Republic	20	254	155	0.70:1	0.67:1

The increase of the dam body volume does not always make the structure uneconomic because the unit cost of the RCC can be significantly cheaper than the unit cost of an RCC used in a more traditional gravity section because some of the Specification requirements can be relaxed.

10.2. THE FACED SYMMETRIC HARDFILL DAM

10.2.1. Design basis

The cross-section of a traditional concrete gravity dam results in a significant change of stress distribution between the full and empty reservoir conditions. The

[1] Also known as the trapezoidal-shaped dam in Japan.

pleine et retenue vide. La contrainte maximale se déplace du pied aval au pied amont, tandis que la contrainte de compression peut devenir une contrainte de traction sur le parement amont. En outre, le coefficient de frottement au cisaillement requis au niveau de fondation peut être élevé et les conditions de fondation doivent donc être de qualité assez bonne à bonne. Ces facteurs résultent de deux critères de projet adoptés depuis le 19^e siècle. Ils sont encore utilisés aujourd'hui.

Condition de Maurice Lévy : $\sigma_u - \gamma_w H > \sigma_t$; et,

Condition de Oscar Hoffman : $d\sigma_u/da > 0$

où

σ_u = contrainte totale verticale à l'amont

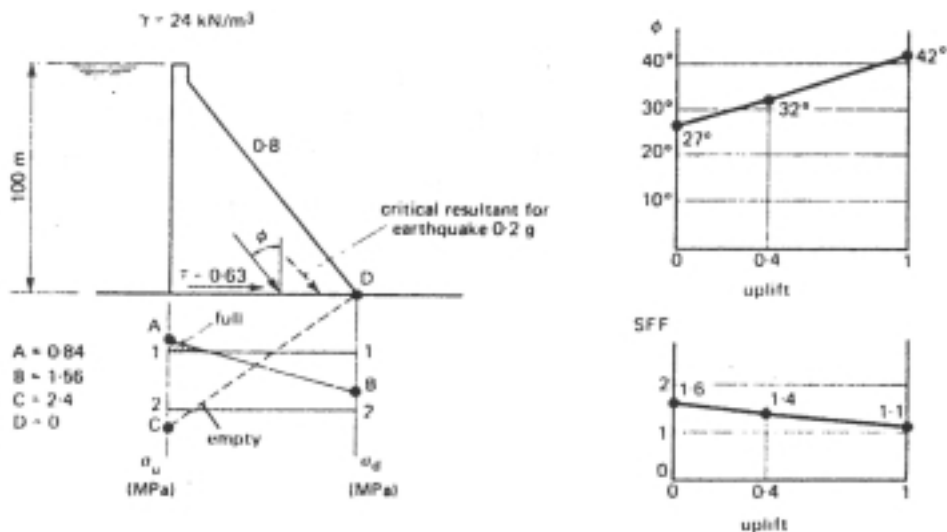
γ_w = poids volumique de l'eau

H = hauteur de retenue

σ_t = résistance à la traction uniaxiale du béton

a = longueur de fissure mesurée depuis le parement amont

Ces conditions ont conduit au profil optimal classique du barrage-poids avec un parement amont vertical (ou presque vertical) et un fruit aval proche de 0,8:1 (H:V). La Fig. 22 indique les contraintes à la base d'un barrage-poids de 100 m de hauteur.



Un profil triangulaire symétrique présente le grand avantage que la contrainte interne et la charge sur la fondation ne changent pas beaucoup sous les variations de la charge appliquée (retenue pleine et retenue vide).

La Fig. 23 montre les contraintes régnant à la base d'un barrage, de 100 m de hauteur, en remblai dur à parements symétriques de fruit 0,7:1 (H:V) chacun [2]. On peut comparer directement cette Fig. avec la Fig. 22 (le poids volumique du remblai dur étant légèrement inférieur à celui du BCR du barrage-poids pour tenir compte de sa qualité globale plus faible). La comparaison est frappante. Le point A satisfait nettement à la condition de Maurice Lévy, représentée par la ligne correspondant à 1 MPa.

maximum stress moves from the downstream toe to the upstream heel while the compressive stress can become a tensile stress at the upstream face. In addition, the required shear friction factor at the foundation level can be quite high and therefore the foundation conditions should have a fair to good quality. These factors are a consequence of two design criteria that have been used since the 19th century. They are still used today.

Maurice Lévy condition : $\sigma_u - \gamma_w H > \sigma_t$; and,
 Oscar Hoffman condition : $d\sigma_u/da > 0$
 where σ_u = total vertical upstream stress
 γ_w = specific weight of water
 H = height of reservoir
 σ_t = uniaxial tensile strength of concrete
 a = length of crack measured from the upstream face

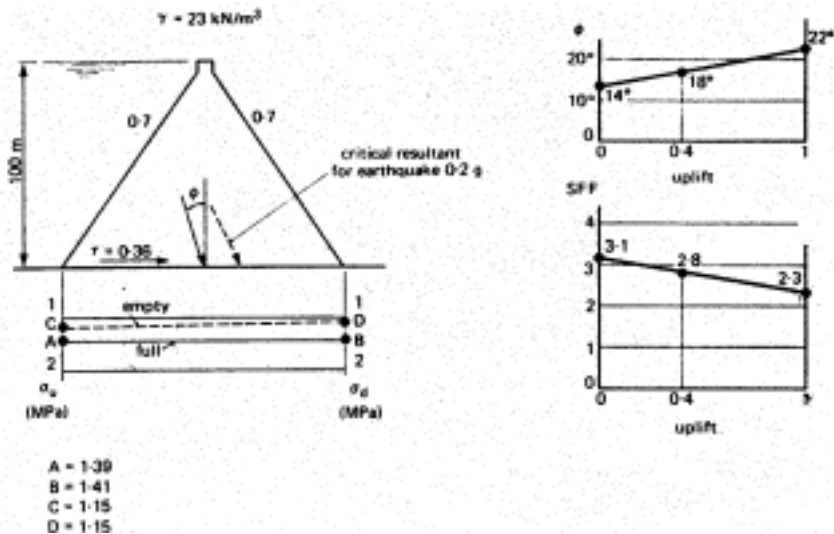
These conditions led to the traditional optimum gravity dam profile with a vertical (or almost vertical) upstream face and a downstream slope close to 0.8:1 (H:V). Fig. 22 shows the stresses at the base of a 100-m high gravity dam.

Fig. 22
 Stability conditions in a traditional concrete gravity dam
Conditions de stabilité d'un barrage-poids en béton classique

Critical resultant for earthquake 0.2 g	<i>Résultante critique pour un séisme de 0,2 g</i>
Full	<i>Retenue pleine</i>
Empty	<i>Retenue vide</i>
τ	<i>Contrainte de cisaillement</i>
σ_u	<i>Contrainte verticale amont</i>
σ_d	<i>Contrainte verticale aval</i>
Uplift	<i>Sous-pression</i>
SFF	<i>Coefficient de frottement au cisaillement</i>

A symmetrical triangular shape has the great advantage that the internal stress and the load on the foundation do not change significantly under the various loading conditions (full and empty reservoir).

Fig. 23 shows the stresses prevailing at the base of a 100-m high faced-symmetrical hard-fill (FSHD) with 0.7:1 (H:V) slopes on both faces [2]. It can be compared directly with Fig. 22. (the unit weight of the hard-fill being slightly less than the RCC unit weight for the gravity dam to account for its overall lower quality). The comparison is striking. Point A is well above Lévy's condition, represented here by the line at 1 MPa.



La condition de Hoffman est également convenablement satisfaite. Le matériau ne requiert pas de résistance à la traction et il y a une large marge (0,4 MPa) pour résister à la contrainte de traction nominale résultant d'un séisme ; en fait, un séisme d'accélération 0,2 g ne produira aucune contrainte de traction. Cela peut être un avantage pour de nombreux sites de barrages dans le monde, où un profil poids classique est parfois sujet à de fortes contraintes de traction sur le parement amont sous l'effet des charges dynamiques. La contrainte de compression maximale à la base est substantiellement réduite par rapport à celle correspondant au barrage-poids : 1,4 MPa au lieu de 2,4 MPa.

Une autre différence importante entre le barrage-poids classique et le barrage en remblai dur à profil symétrique concerne les contraintes de cisaillement au niveau de fondation. La contrainte moyenne de cisaillement passe de 0,63 MPa à 0,36 MPa. L'angle ϕ , pour diverses hypothèses de sous-pression, varie de 14° à 22° dans le barrage en remblai dur au lieu de 27° à 42° dans le barrage-poids. Le barrage en remblai dur, à profil symétrique, est donc mieux adapté à une fondation rocheuse de faible résistance, même si cette fondation contient des plans de cisaillement.

Les contraintes verticales sur la fondation sont pratiquement uniformes et varient peu avec le niveau de la retenue. Cela est une différence fondamentale par rapport à un barrage-poids classique, et est particulièrement important dans le cas de fondations rocheuses de module faible. Ainsi, lorsque la roche de fondation est de faible résistance, le concept de barrage en remblai dur à profil symétrique permet la construction d'un barrage en « béton » là où un profil poids classique ne peut convenir.

Les propriétés requises pour un remblai dur peuvent être un peu plus faibles que celles du BCR. La valeur de ϕ donne une indication sur l'angle de frottement requis pour les joints horizontaux entre les couches ; il ne doit pas dépasser 22° même avec une hypothèse de sous-pression extrême (coefficient de sous-pression $u = 1$), qui ne se présente pas à l'aval d'un masque d'étanchéité amont constituant un élément essentiel d'un barrage en remblai dur.

Fig. 23

Stability conditions in a fully-symmetrical hard-fill dam

Conditions de stabilité d'un barrage en remblai dur à profil en travers symétrique

Critical resultant for earthquake 0.2 g	<i>Résultante critique pour un séisme de 0,2 g</i>
Full	<i>Retenue pleine</i>
Empty	<i>Retenue vide</i>
τ	<i>Contrainte de cisaillement</i>
σ_u	<i>Contrainte verticale amont</i>
σ_d	<i>Contrainte verticale aval</i>
Uplift	<i>Sous-pression</i>
SFF	<i>Coefficient de frottement au cisaillement</i>

The Hoffman condition is also adequately covered. The material requires no tensile strength and there is an ample margin (0.4 MPa) for resisting the nominal tensile stress resulting from an earthquake; in fact, an earthquake of acceleration 0.2 g would not develop tensile stresses at all. This could be an advantage at many dam sites in the World, where a traditional gravity profile could be subject to significant tensile stresses at the upstream face under dynamic loading. The maximum compression at the base is substantially reduced from that in the gravity dam, 1.4 MPa, instead of 2.4 MPa.

Another significant difference between the gravity dam and the FSHD concerns shear stresses at the foundation level. The mean shear is reduced from 0.63 MPa to 0.36 MPa. The angle ϕ for different uplift assumptions varies from 14° to 22° instead of 27° to 42°. FSHD are therefore suitable where there is a low-strength rock foundation, even when they contain shear planes.

The vertical loading on the foundation is practically uniform and unchanged for all reservoir levels. This is a basic difference from a traditional gravity dam, and is particularly significant for low-modulus rock foundations. Thus where the foundation rock is weak, the FSHD concept allows a “concrete” dam to be built when a dam with a traditional gravity shape might not be suitable.

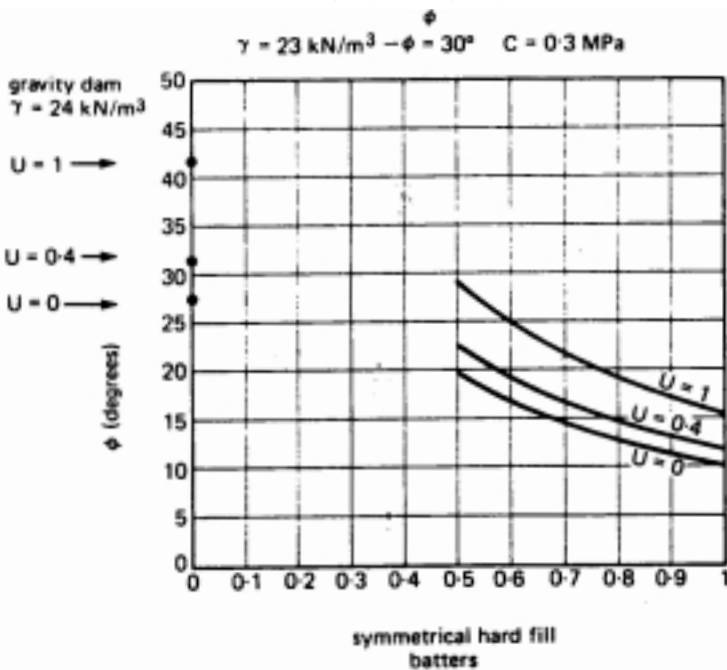
The required properties of a hard-fill can be somewhat lower than those of RCC. The ϕ value gives an indication of the friction angle required for horizontal joints between layers, it does not have to exceed 22° even with an extreme uplift assumption of $u = 1$, which should not occur downstream of an upstream membrane, which is an essential component of a hard-fill dam.

10.2.2. Cas de charges exceptionnelles

Les propriétés du BCR dans un barrage de profil poids classique doivent être définies pour que l'ouvrage résiste aux charges exceptionnelles, telles que celles résultant de séismes et de la crue maximale probable (PMF).

Un barrage en remblai dur à parements symétriques présente un coefficient de sécurité confortable dans ces deux cas de charge :

- Séisme : même un fort séisme n'engendre aucune contrainte de traction et le parement amont incliné réduit la pression hydrodynamique.
- Déversement par-dessus la crête : une crue soudaine au cours de la construction, ou un déversement au cours de l'exploitation du barrage n'entraîne pas une modification importante des contraintes dans le barrage et la fondation. En outre, les sous-pressions dans le barrage et la fondation ne changent pas le coefficient de frottement requis aux joints des levées ou à l'interface fondation/barrage (voir Fig. 24).



10.2.3. Détail de conception d'un barrage en remblai dur

Le masque amont est une partie intégrante d'un barrage en remblai dur à profil symétrique. La conception est identique à celle appliquée au barrage en enrochement à masque amont en béton : masque étanche sur un remblai perméable [3].

Le masque amont est construit sur le remblai dur après achèvement de la mise en place du BCR, c'est-à-dire après que la fissuration, le cas échéant, ait eu le temps de se produire. La mise en place du masque peut faire appel à une technologie

10.2.2. Exceptional loading cases

The properties of the RCC in a traditional gravity-shaped dam have to be designed to withstand exceptional loading cases, such as earthquake and PMF load conditions.

A FSHD has a large Factor of Safety under both these load cases.

- a) Earthquake : even strong earthquakes do not generate any tension stress and the sloping upstream face reduces the hydrodynamic pressure.
- b) Overtopping : flash flood conditions during construction, or overtopping during the service of the dam do not significantly change the internal and foundation stresses. In addition, the internal uplift and the foundation uplift pressures do not change the required shear friction factor at the lift joints or at the foundation/dam interface (see Fig. 24).

Fig. 24

ϕ for the FSHD

ϕ pour le barrage en remblai dur à profil symétrique

Gravity dam

Barrage-poids

Symmetrical hard fill batters

Fruits du barrage en remblai dur à profil symétrique

U

Coefficient de sous-pression

10.2.3. Detail design for hard-fill dam

The upstream facing is an integral part of a FSHD. The concept is similar to that applied to the concrete-faced rock-fill dam (CFRD); an impervious facing on a pervious embankment [3].

The upstream facing is placed on the hard-fill after completion of RCC placement, that is after cracking, if there is any, has had time to occur. Placement of the facing can use similar technology to that developed for the CFRD. However the

identique à celle mise au point pour les barrages en enrochement à masque amont. Cependant, les armatures peuvent être plus légères, les déformations étant souvent plus faibles, ce qui rend également la conception du joint périphérique plus facile.

Dans le cas de barrages de grande hauteur (supérieure à 50 m), une galerie de pied à l'amont, de dimensions convenables, sera probablement nécessaire pour permettre la collecte des eaux de drainage, aussi que l'exécution de forages, d'injections et l'entretien du rideau d'injection.

10.2.4. Perméabilité et déformabilité

Une faible perméabilité est parfois difficile à obtenir dans le corps d'un barrage BCR, principalement à cause de la forte anisotropie résultant de la mise en place du BCR, bien qu'il y ait un nombre important de barrages BCR qui aient rempli cet objectif de faible perméabilité. Dans le cas d'un barrage en remblai dur à profil symétrique, l'étanchéité est obtenue au moyen d'un masque amont et, plus le remblai sera perméable, plus le comportement du barrage sera satisfaisant. En fait, une perméabilité élevée résultera généralement de la méthode de construction utilisée. Cela traduit également que la ségrégation peut être tolérée.

La déformabilité d'un béton ou d'un BCR est parfois plus faible que celle de la masse rocheuse sur laquelle il est mis en place. Le corps du barrage peut se comporter comme un solide rigide supporté par un milieu plus déformable, si les conditions de fondation ne sont pas totalement satisfaisantes. Cela peut engendrer des contraintes dans l'ouvrage et une fissuration. L'obtention d'un matériau de faible rigidité est donc un avantage du point de vue structural. Comme pour la perméabilité élevée, une faible rigidité résultera de la résistance non confinée limitée du remblai dur. En fait, le module du remblai dur dépend beaucoup de la rigidité des granulats, de leurs courbes granulométriques, de la nature et de la proportion de fines. On peut prévoir que le module d'un remblai dur sera inférieur à 10 GPa [3].

10.2.5. Comportement thermique

En ce qui concerne le comportement thermique, un faible dosage en ciment réduit l'élévation de température. Les contraintes thermiques sont grosso modo proportionnelles à l'augmentation de température adiabatique et au module. De ce fait, il est vraisemblable que les contraintes thermiques dans un barrage en remblai dur à profil symétrique seront inférieures à celles d'un barrage en BCR normal, ce qui ne nécessite pas de joints de contraction.

10.3. DOSAGES ET MISE EN PLACE DU BCR

10.3.1. Dosages du BCR

La contrainte normale maximale dans un barrage en remblai dur à profil symétrique, de 100 m de hauteur, étant inférieure à 1,5 MPa, il n'est pas nécessaire

reinforcement can be lighter, because the deformation are likely to be much smaller. This lack of deformation would also make the design of the perimeter joints much easier.

In case of high dams (higher than 50 m), an upstream base gallery would probably be needed with sufficient dimensions to allow drain collection as well as drilling, grouting and maintenance of the foundation grout curtain.

10.2.4. Permeability and deformability

Low permeability is sometimes difficult to achieve in an RCC dam body, mainly because of the high anisotropy resulting from placement, although there are a significant number of RCC dams that have achieved this objective. For a FSHD, water-tightness is provided by the upstream facing, and the more pervious the fill, the better the dam will behave. In fact, high permeability will usually be achieved as a consequence of the method of construction. This also means that segregation can be tolerated.

Deformability of concrete or RCC can be lower than that of the rock mass on which it is placed. The dam body can behave as a stiff solid supported by a more deformable medium if the foundation conditions are not wholly satisfactory. This may generate structural stresses and cause cracking. Creating a low-stiffness material can therefore be advantageous from a structural point of view. As was the case with high permeability, low stiffness will be a consequence of the limited unconfined strength of hard-fill. In fact, the modulus of hard-fill greatly depends on the stiffness of the aggregates, their grading curves, and the nature and content of fines. The modulus of a hard-fill might be expected to be less than 10 GPa [3].

10.2.5. Thermal behaviour

As far as thermal behaviour is concerned, a low-cement content means only a smaller temperature rise. Thermal stresses are roughly proportional to the adiabatic temperature rise and to the modulus. Thus, thermal stresses might be expected to be lower in a FSHD than in typical RCC dams, making contraction joints unnecessary.

10.3. RCC MIXTURE PROPORTIONS AND PLACEMENT

10.3.1. RCC mixture proportions

As the normal maximum stress in a 100-m high FSHD is lower than 1.5 MPa, the unconfined compressive strength does not have to be greater than 4 to 5 MPa. In

que la résistance à la compression non confinée soit supérieure à 4-5 MPa. En outre, comme une résistance à la traction n'est pas requise, même dans le cas d'une importante charge sismique, il en résulte deux conséquences principales :

- une résistance à la compression non confinée est la seule exigence pour un barrage en remblai dur ;
- un traitement coûteux de la surface des levées n'est pas nécessaire, même dans le cas d'un joint sec, après une interruption dans la mise en place du béton.

Les granulats peuvent être constitués d'alluvions de dimension maximale élevée, ou de roche concassée de faible résistance comportant un traitement minimal du fait que de larges plages granulométriques sont acceptables. Une forte teneur en fines est également acceptable et même des silts de faible plasticité ($IP < 9$) peuvent être incorporés [2].

Une quantité minimale de liant sera prévue en vue d'obtenir la résistance à la compression à 180 jours requise.

Un faible dosage en ciment est une caractéristique de base d'un remblai dur. Diverses études ont montré qu'une résistance à la compression à 90 jours de 5 MPa pouvait être obtenue avec un dosage en ciment de 50 kg/m^3 [3,4].

10.3.2. Mise en place

La mise en place du remblai dur peut être réalisée de la même façon que celle du BCR normal. L'épaisseur des couches est généralement de l'ordre de 300 mm après compactage.

Cependant, la possibilité d'adopter des spécifications de mise en place moins contraignantes constitue le principal avantage du remblai dur :

- Le traitement des surfaces des levées est réduite au minimum du fait que seule une résistance au cisaillement par frottement est requise. Des joints secs sont acceptables sans traitement spécial avant la mise en place de la couche suivante.
- Une ségrégation n'est pas préjudiciable à la spécification de faible résistance globale.
- Des joints horizontaux perméables ne compromettent pas la stabilité globale, étant donné que l'organe étanche est un masque amont comme dans le cas d'un barrage en enrochement à masque amont. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir des couches de liaison après formation de joints secs ou dans la zone amont du barrage.
- Des joints de contraction n'étant pas requis, l'utilisation de coffrages n'est pas nécessaire pour le corps du barrage en remblai dur à profil symétrique ; si les fruits amont et aval sont supérieurs à 0,75 - 1,0:1 (H:V), des parements non coffrés peuvent être adoptés (voir sous-chapitre 5.8.7.).

10.4. BARRAGES CSG

La méthode CSG (ciment, sable et gravier) a fait l'objet d'études au Japon pendant un certain nombre d'années ; il s'agit d'une extension de la rationalisation

addition as no tensile strength is required, even in the case of a significant earthquake loading, there are two main consequences :

- unconfined compressive strength is the only requirement for a hard-fill dam ;
- no costly treatment of the lift surface is required, even in the case of a “cold” joint, after an interruption in placement.

Aggregates can be made of alluvium with a large maximum size or weak crushed rock with a minimal processing as a wide range of gradings would be acceptable. High fines content could also be acceptable and even low plasticity silt ($IP < 9$) can be incorporated [2].

A minimum amount of cementitious material should be provided in order to obtain the required 180 - day compressive strength.

A low cement content is a basic characteristic of a hard-fill. Various studies have shown that a 5 MPa 90-day compressive strength can be obtained with a cement content of 50 kg/m³ [3,4].

10.3.2. Placement

Placement of the hard-fill RCC can be undertaken in a similar manner to normal RCC. Layer thickness are usually in the range of 300 mm after compaction.

However the main advantages of the hard-fill design is the relaxation of the placement Specification :

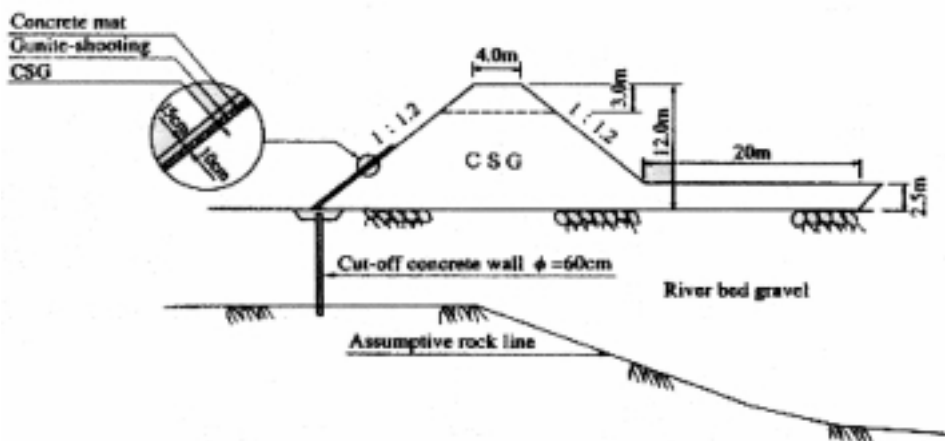
- Treatment of lift surfaces is reduced to a minimum as only shear friction is required. Cold joints can be accepted without any special treatment before placement of the next layer.
- Segregation in the RCC is not detrimental to the global low-strength requirement.
- Permeable horizontal joints will not jeopardise the overall stability as the impervious barrier is an upstream membrane as in the case of an CFRD dam. Therefore no bedding mixes need to be provided after cold joints or in the upstream dam area.
- Formwork may not required for the FSHD body, as contraction joints are unnecessary, and if the upstream and downstream slopes are less steep than 0.75 to 1.0:1 (H:V) unformed faces can be used (see Section 5.8.7).

10.4. CSG DAMS

The CSG (cemented sand and gravel) method has been under development in Japan for some years and is an extension of the rationalisation of dam construction,

de la construction de barrages, concernant particulièrement la conception, qui a conduit initialement à la méthode RCD [5]. Les objectifs associés à la méthode CSG sont identiques à ceux du barrage en remblai dur, c'est-à-dire l'utilisation de matériaux disponibles localement avec un traitement minimal, et l'adoption d'un faible dosage en ciment (60 à 90 kg/m³). Une grande variété de granulats peut être utilisée, par exemple de la roche altérée qui normalement ne convient pas au béton classique. Cette méthode peut présenter des avantages du point de vue des impacts sur l'environnement. L'objectif de la méthode CSG est la construction d'un barrage conduisant à une quantité inexistante de résidus sur le site. Les barrages s'avèrent généralement économiques sur des fondations de faible résistance.

Les parements amont et aval d'un barrage CSG reçoivent un revêtement en béton classique pour assurer l'étanchéité et la durabilité. La méthode CSG a été utilisée pour la construction d'un certain nombre d'ouvrages provisoires au Japon. Le premier exemple a été le batardeau amont (h = 14,9 m, volume = 22 900 m³) du barrage Nagashima, réalisé en 1991. Il fut suivi par d'autres batardeaux aux barrages Surikamigawa, Chubetsu, Kubusugawa (voir Fig. 25), Tokuyama et Takizawa.



Le premier ouvrage permanent construit en utilisant la méthode CSG sera un barrage de rétention de sédiments (h = 34 m) à l'extrémité amont de la retenue Nagashima, la fin de construction de ce barrage étant prévue en 2000 [6].

10.5. COÛTS

Un aspect fondamental du barrage en remblai dur à profil symétrique est la réduction importante des contraintes dans les conditions de charge normale et de charge exceptionnelle. Cette caractéristique est spécialement intéressante dans le cas de fondation de faible résistance et/ou de risque de fort séisme.

On a constaté que, pour qu'un barrage en remblai dur soit économique, au moins deux, si ce n'est trois, des situations suivantes devaient se présenter : charge dynamique (sismique) élevée, fondation de faible résistance, évacuation d'une crue de débit élevé et disponibilité de granulats peu coûteux. Dans ce contexte, un barrage en remblai dur peut être une solution acceptable.

particularly regarding design, in Japan that initially lead to the RCD method[5]. It has similar objectives to those of the hard-fill dam, i.e. the use of locally-available materials with minimal processing, and has a low cement content (60 to 90 kg/m³). A wide range of aggregates can be used such as weathered rock that would normally not be suitable for traditional concrete. This can have advantages from the point of view of environmental impact. The objective of the method of construction is to eventually achieve a zero-emission dam (with no industrial waste in the dam site). The dams are usually found to be economic on weak foundations.

The upstream and downstream faces of a CSG dam are covered with a traditional concrete facing for water-tightness and durability. The CSG method has been used in a number of temporary structures in Japan. The first example was in the upstream cofferdam (h = 14.9 m, vol. = 22 900 m³) of Nagashima dam in 1991. This was followed by other cofferdams at Surikamigawa dam, Chubetsu dam, Kubusugawa dam (see Fig. 25) Tokuyama dam and Takizawa dam.

Fig. 25
 Cross-section of upstream cofferdam at Kubusugawa dam
Profil en travers du batardeau amont au barrage Kubusugawa

CSG	<i>CSG (ciment, sable, gravier)</i>
Cut-off concrete wall (ø = 60 cm)	<i>Mur parafouille en béton (épaisseur 60 cm)</i>
River bed gravel	<i>Gravier du lit de la rivière</i>
Assumptive rock line	<i>Niveau supposé de la roche</i>
Concrete mat	<i>Couche de béton</i>
Gunite-shooting	<i>Projection de gunite</i>

The first permanent structure constructed by the CSG method will be a sediment dam (h = 34 m) at the upstream end of Nagashima reservoir that will be completed in 2000 [6].

10.5. COSTS

A fundamental aspect of the symmetrical hard-fill type of dam is significantly reduced stress under normal load and exceptional load conditions. This characteristic is especially significant in the case of weak foundation conditions and/or strong earthquake hazard.

It has been found that at least two, or if not three, of the requirements of a high dynamic (earthquake) loading, weak foundation, large spillway requirements and availability of low-cost aggregates are needed for a hard-fill dam to be economic. If these conditions are found, a hard-fill dam can be an feasible solution.

10.6. REFERENCES

1. RAPHAEL, J.M.
The optimum gravity dam, construction method for gravity dams
in Rapid construction of concrete dams, ASCE, New York, 1970
2. LONDE, P. and LINO, M.,
The faced symmetrical hardfill dam : a new concept for RCC
Water Power and Dam Construction, London, February 1992
3. BaCaRa
Roller-compacted concrete dams
Ponts et Chaussées, Paris, 1997
4. ICOLD/CIGB
The gravity dam : a dam for the future/ Le barrage-poids : un barrage d'avenir
Bulletin N° 117, ICOLD/CIGB, Paris, 2000
5. JANCOLD
CSG Method
Current activities on dams in Japan, 2000
6. YOKOTSUKA, T. et al
Application of CSG method to construction of gravity dams
C. 14, XXth ICOLD Congress, Vol. 4, Beijing, 2000

APPENDICES – ANNEXES (*)

Appendix A	Case histories	Annexe A	Exemples
Appendix B	List of all RCC dams completed and under construction at the end of 2001	Annexe B	Liste de tous les barrages BCR achevés et en cours de construction à la fin de l'année 2001

(*) In English only / En anglais seulement

APPENDIX A – CASE HISTORIES

The Case Histories in this Section of the Bulletin are included to show some of the major developments of RCC dams during the formative years of RCC design and construction.

The properties achieved by the RCC in these dams range from low strengths in the high-fines RCC in Jordão (which is designed with nominal consideration of dynamic loading as Brazil is free from significant earthquakes) to very high strengths that were needed at three of the dams because of relatively thin cross sections and, in the case of Upper Stillwater, high dynamic loading.

The development of compressive strength of manufactured cylinders of the various RCCs is shown in Fig. A-0 together with the in-situ compressive strength.

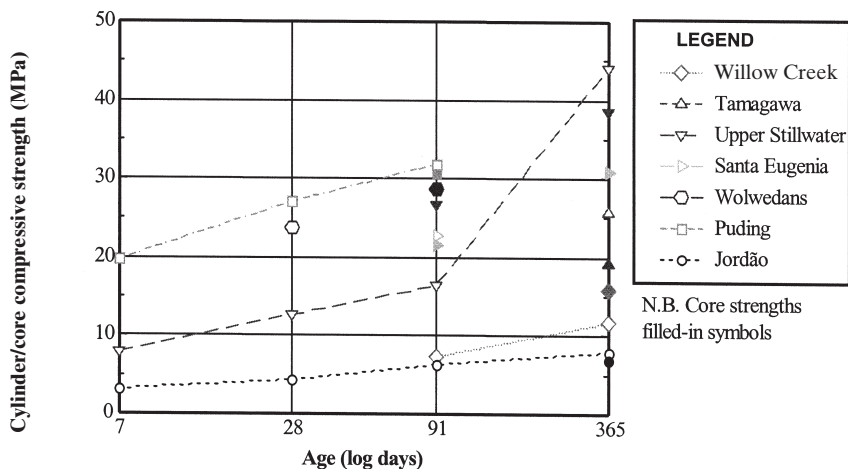


Fig. A-0
Development of strength of typical RCC dams

There is a group of three dams with a 91-day in-situ compressive strength of circa 30 MPa which will probably lead to a 365-day in-situ compressive strength of circa 40 MPa. These are Puding – a thick-arch dam in China (see Section A.6), Wolwedans – an arch-gravity dam in South Africa (see Section A.5), and Upper Stillwater – a thin straight-gravity dam designed for a high dynamic loading in the United States (see Section A.3). The next level of strength is Santa Eugenia, an all-RCC dam in Spain, with a 91-day in-situ strength of circa 20 MPa and a 365-day strength of circa 30 MPa (see Section A.4). A little below this is Tamagawa, an RCD dam in Japan with a 365-day in-situ strength of circa 20 MPa (see Section A.2),

followed by Willow Creek (USA) with an average in situ strength of circa 15 MPa at 365 days (see Section A.1) and finally Jordão (Brazil) which has an in-situ compressive strength somewhat less than 10 MPa (see Section A.8). All the dams have been designed for different conditions and this has led to the range of in-situ strengths. The maximum strength in Fig. A-0 is some five times that of the minimum strength which shows the ranges of strengths for which RCC can be designed.

A-1. WILLOW CREEK DAM (USA) – 1982

A-1.1. Introduction

Willow Creek Dam, a 52-m high roller-compacted concrete gravity dam, is located in Heppner, Oregon, USA. It is an angled-axis concrete gravity structure approximately 543 m long with a 96-m long free overflow spillway (see Fig. A-1.1). The dam contains some 329 000 m³ of RCC and is used for flood control and recreation. The project also contains an outlet for irrigation purposes.



Fig. A-1.1

Photograph of Willow Creek dam soon after impounding

The dam is located in a broad and flat-bottomed valley. The cross-section of the dam is trapezoidal with a crest width of 4.9 m and a 0.80:1 (H:V) downstream slope (see Fig. A-1.2).

A-1.2. Design

The dam was designed as a monolithic roller-compacted concrete (RCC) structure without vertical contraction joints. Extensive analyses were undertaken to predict internal heat generation and resultant cracking caused by the cement hydration and degree of structural restraint. The combination of thin layers and minimum heat-generating materials led to the conclusion that any thermal cracking would be minimal. Cracking that did occur would be coincident with the geometric discontinuities of the structure.

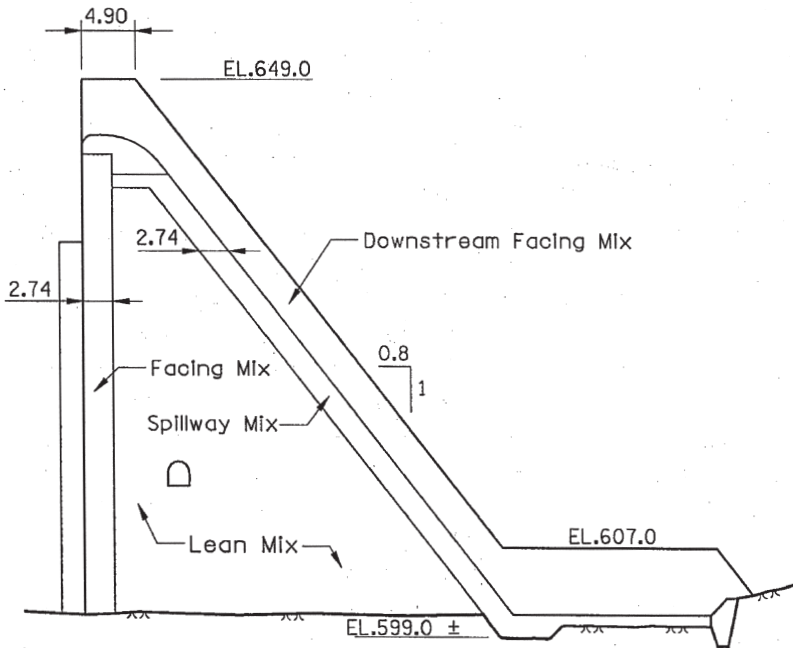


Fig. A-1.2
 Typical cross-section of Willow Creek dam

Loading conditions considered appropriate for the Project were taken from the US Army Corps of Engineers' Design Guides [1]. These loading conditions are of short duration and infrequent occurrence. The flood operation conditions, for example, has approximately a 200-year return period and 13-day duration. The stability analyses indicated the overflow and non-overflow sections are lightly stressed and well within stability requirements even under the conservative loading conditions applied.

Four basic sets of RCC mixture proportions were used. The vast majority of the RCC was a low-cementitious interior mixture having of a 75-mm maximum size of aggregate with 66 kg/m³ of cementitious material, being 47 kg/m³ of Type-II low-alkali cement (ASTM C150) plus 19 kg/m³ of low-lime flyash (ASTM C618 Class F). Upstream and downstream facing mixes consisted of the same aggregates with increased cementitious contents and contained 104 kg/m³ of cement for the former and 104 kg/m³ of cement and 47 kg/m³ of flyash for the latter. The spillway surface facing mix contained a 25-mm maximum size of aggregate with a cementitious content of 186 kg/m³ of cement plus 80 kg/m³ of flyash.

A-1.3. Construction

The RCC aggregate was produced from a basalt quarry upstream of the dam. Overburden in the quarry area consisted of a layer of silt on top of a deposit of silty, sandy gravel with rock fragments. After removal of the upper layer of silt, the

remaining overburden was incorporated into the processed aggregate. The amount of non-plastic fines passing a 75- μm sieve was 10 % of the total aggregate. The silt content resulted in higher strength and in less segregation. Fifty percent of the aggregate was produced and stockpiled by the start of the spring RCC placement. Producing the bulk of the materials during the winter and putting them in large stockpiles resulted in a naturally cool aggregate for use during the warm months of RCC placement. Aggregate production started about the second week in January and averaged about 3500 tonnes/day throughout the job. Aggregate-usage started about the first of May and averaged about 6200 tonnes/day.

The concrete was produced in two 7- m^3 independent tilting-drum mixers which each discharged onto a short conveyor. Minimum mixing times were established at 95 seconds and actual sustained production rates of 230 m^3/h were achieved. Initially, the mixes were transferred by conveyor to two holding hoppers for discharge into the hauling units. Later, the hoppers were eliminated and discharge was directly into the hauling units (see Fig. A-1.3). Almost all the RCC was hauled to the placement area in scrapers loaded with 12- m^3 of concrete. Some RCC was placed with bottom dumps and end dumps where scrapers could not manoeuvre. Spreading and levelling was accomplished by bulldozer, usually within minutes of dumping, and compaction with vibratory rollers normally followed immediately behind it. For normal placing operations, the final lift thickness of 250 to 275 mm was easily achieved. Measured densities averaged 2469 kg/m^3 , corresponding to about 98 to 99 % of the theoretical-air-free density.



Fig. A-1.3

Willow Creek dam under construction

Horizontal joint treatment varied depending on the length of time the joint was exposed and the temperature history during that exposure. Lift joints were to be kept continuously “damp” and bedding mixes were used after extended time/temperature exposures. The pre-cast panel system for the upstream face utilised 1.2- by 2.8-m panels fixed to the concrete below. Construction of the 270-m long gallery and two access adits proceeded without interruption of the continuous RCC placement. Cementitious materials were omitted from the RCC in the area of the gallery. After sufficient material had been placed above the gallery, the gallery fill was removed via the access adits.

A-1.4. Project cost and financing

The RCC low bid of \$ 14 million resulted in an estimated savings of \$ 9 million over a rock-fill dam and spillway (1983 price level). The in-place RCC cost, which included aggregate, cement, flyash, hauling, placing, curing, protecting, forming and miscellaneous items such as safety, averaged \$ 26/m³. The pre-cast upstream face panels added an additional \$ 1.5/m³. This is nearly one-third the cost of traditional mass concrete for dam construction, estimated to be \$ 85/m³. The structure was completed on schedule with no major cost overruns. The original contract amount was increased only about 12 percent for modifications and settlement of claims.

A-1.5. Performance

The dam is instrumented with several systems to monitor pressures, movements, temperatures, and seepage. In addition there are surface survey points. Evaluation of monitored data has confirmed that the structural behaviour was as predicted, except that excessive seepage through lift joints has reduced internal temperatures at a high rate.

Initial pool raising occurred in the early spring of 1983, bringing the pool to about 18 m above the dam foundation. The hydraulic head on the sloping gallery invert varied from 6 m at the right abutment to 2 m at the left abutment. Reservoir filling was halted at this point because of concern over the rising seepage flows into the drainage gallery and stilling basin. Because of the high visibility of Willow Creek Dam, it was decided to initiate a grouting programme to reduce rock-joint seepage and seepage along the RCC lift joints. The programme was to systematically cement grout the entire dam and the upper 7.5 m of foundation rock and abutment rock.

Present seepage through the structure is still fairly high but is considered acceptable.

A-1.6. References

1. USACE
Concrete report - Willow Creek dam (Final Report)
US Army Corps of Engineers, Walla Walla District, Oregon, August 1984
2. SCHRADER, E.K. and THAYER, H.J.
Willow Creek Dam : A roller-compacted concrete fill
Q. 55-R. 26, XIVth ICOLD Congress, Vol. 4, Rio de Janeiro, 1985
3. SCHRADER, E.K. and McKINNON, R.
Construction of Willow Creek dam
Construction International, ACI, Chicago, May 1984

A-2. TAMAGAWA DAM (JAPAN) – 1983 - 87

A-2.1. Introduction

Tamagawa dam is located in the mountains approximately 10 km north of Lake Tazawa, famous as the deepest lake in Japan. The dam is 100 m high (see Fig. A-2.1) and was constructed using the RCD (Rolled-Concrete Dam) method because of the cost savings possible on this high volume dam. In addition, the construction period could be shortened when compared to a traditional concrete gravity dam.



Fig. A-2.1
Photograph of Tamagawa dam

A-2.2. Design and construction

Tamagawa Dam was designed as a concrete gravity structure. However, as the dam site is a wide U-shaped valley with a river-bed width of approximately 200 m, the volume of the dam is large (1 140 000 m³) for a dam height of 100 m.

Accordingly, in order to shorten the construction time, reduce manpower requirements and construct an economical concrete dam, various studies were carried out to rationalise the method of construction placement. As a result the RCD method was chosen. This method is ideal for the construction of a dam with a large plan area such as Tamagawa. Construction started in 1975 and was completed in 1990. The concrete placement was started in March 1983 and was finished in June 1987.

The RCD Method had previously been used in Japan for construction of Shimajigawa, Ohkawa and Shin-Nakano Dams [1, 2], however construction at Tamagawa dam [3] has the following distinguishing features.

1. The dam was larger than any other dam previously constructed using the RCD method.
2. A maximum size of aggregate of 150 mm was chosen, hoping for an improvement to the quality of the RCD concrete.
3. The thickness of a single lift of 75 cm was chosen therefore reducing the number of horizontal construction joints.
4. An increase in the capacity to place concrete was aimed for by using a transportation system consisting of a combination of an incline and dump trucks.
5. Since the Tama river is acidic (pH 3.7 at dam site) due its hot springs, considerations for acid resistance were required in design and construction of the dam body.

Tamagawa has a traditional gravity dam cross-section with a crest width of 7 m and a downstream slope of 0.81:1 (H:V). The upper two-thirds of the upstream face of the dam is vertical. Below this level, the face slopes at 0.60:1 (H:V). This fillet, of varying height, was provided to off-set the effects of a weak foundation caused by deep weathering. The dam contains a gallery at about mid-height and a further gallery just above the foundation (see Fig. A-2.2).

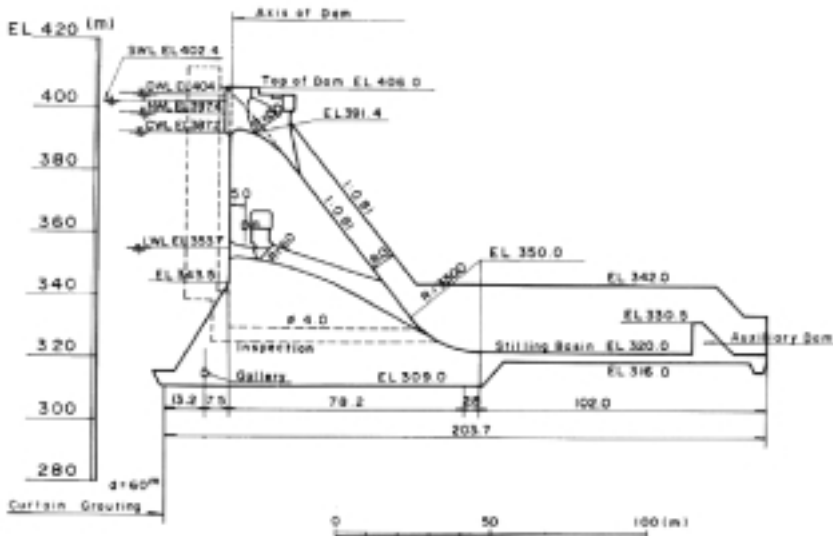


Fig. A-2.2

Typical cross-section of Tamagawa dam

Since the Tama river is acidic, alluvial materials could not be used for aggregates. Therefore, a quarry was opened on a tributary approximately 4 km from the dam site, with an aggregate plant constructed nearby for production of four sizes of coarse aggregate (150-80 mm, 80-40 mm, 40-20 mm, 20-5 mm) and a fine aggregate. To increase of acidic resistance and for temperature control requirements, moderate-heat Portland cement was chosen with 30 % of the cement replaced by flyash.

Mix design tests for the RCD concrete were performed following the Technical Guide to RCD Construction Method [4]. The chosen mixture proportions are shown in Table A-2.1.

Table A-2.1.
Mixture proportions for Tamagawa dam

Mix	Mix Conditions							Unit Content (kg/m ³)					Qty 10 ³ m ³	Location where used
	Gmax (mm)	Slump (cm)	VC Value (s)	Air (%)	W/C+F	F/C+F (%)	S/a (%)	W	C+F	S	G	Admix		
A-1	150	3 ± 1	-	3 ± 1	0.48	30	22	115	240	440	1572	0.600	100	Upstream exterior
A-2	150	3 ± 1	-	3 ± 1	0.51	30	22	112	220	446	1592	0.550	90	Downstream exterior
A-3	150	3 ± 1	-	3 ± 1	0.60	30	24	108	180	497	1587	0.450	40	Near the foundation rock
B-1	150	-	20 ± 10	1.5 ± 1	0.73	30	30	95	130	657	1544	0.325	750	Interior
B-2	150	3 ± 1	-	3 ± 1	0.66	30	25	106	160	523	1582	0.400	40	Interior
C-1	80	6 ± 1.5	-	3.5 ± 1	0.51	30	27	138	270	513	1397	0.675	90	Reinforced concrete
C-2	80	4 ± 1.5	-	3.5 ± 1	0.54	30	27	129	240	527	1436	0.600	30	Reinforced concrete

At the river bed, levelling concrete was placed in units of three lifts, with each lift being 500 mm thick, totalling a thickness of 1.5 m to reduce the potential temperature rise. The mix used was A-3 and dump trucks were used to transport the concrete and consolidation was by internal vibrators.

Formwork was used at the upstream and downstream faces of the dam body, and a high-cementitious content exterior immersion-vibrated concrete was placed. This was because, even with a dam constructed by the RCD method, the fundamental concept is to ensure that the properties of the surfaces of the dam body, such as water-tightness and durability, will be the same as a traditional concrete gravity dam. Further, in consideration of the fact that the Tama River is acidic, the exterior concrete at the upstream face is A-1, a richer mix.

Transverse joints were created with a vibrating joint cutting machine that inserted steel plates after spreading the concrete by bulldozer, but before compaction by the vibratory roller. Each full lift across the dam was divided into two or three sections to match the capacity of the transportation facilities. Formwork, with a height of about 1 m, was provided at the limit of each section.

Horizontal construction joints were treated by “green cutting” at suitable times after placement, and after spreading a bedding layer of mortar, the next lift was placed. The usual placement cycle of each section consisted of one day for placement followed by two days for curing and green cutting, thus a total of three days per cycle.

The principles of Quality Control of RCD Concrete at Tamagawa were as follows :

1. The gradation, Specific Gravity (Relative Density), absorption, etc., of the aggregates are periodically tested in the same way as for traditional concrete. Control of gradation and moisture content of fine aggregate is especially important in the RCD Method.

2. The Vibration Compaction test (VC-test) was used as a consistency control.
3. Care was taken in spreading the RCD into the required thickness without segregation, and the number of passes of the vibratory roller was carefully monitored.
4. Compaction of RCD is confirmed by visual inspection, measurement of the settlement, and density measurement with a nuclear densiometer.
5. Apart from the standard compressive strength test of manufactured cylinder specimens, cores are taken from the dam body and are subjected to visual inspection, compressive strength tests, and shearing tests. The compressive strength of 150-mm cores at the age of 91 days was 15 to 25 MPa. The compressive strength of the standard manufactured cylinders with the same mixture and same age was 20 to 30 MPa [5].
6. The Frequency of Quality Control testing during construction was as shown the previous ICOLD Bulletin 75 [1].

A-2.3. Performance

Detailed investigation at Tamagawa Dam both during and after construction revealed no cracking in the upstream or downstream faces, nor in the inspection gallery that might cause water leakage. Permeability tests were undertaken both in a laboratory and in the field. The results were essentially the same. Both indicated satisfactory water-tightness.

A-2.4. References

1. ICOLD
Roller compacted concrete for gravity dams
Bulletin N° 75, ICOLD, Paris, 1989
2. YAMAUCHI, T., HARADA, J., OKADA, T. and SHIMADA, S.
Construction of Tamagawa by the RCD method
Q. 57-R. 6, XVth ICOLD Congress, Vol. 2, Lausanne, 1985
3. NAGATAKI, S. YANAGIDA, T. and OKUMURA, T.
Construction of recent RCD concrete dam projects in Japan
in Roller-compacted concrete, ASCE, New York, 1985
4. YAMAGUCHI, J., OHYABU, K., KATO, T. and KAMATU, T.
Construction work and quality and temperature control
for Tamagawa RCD dam
Q. 62-R. 8, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988
5. IMAMURA, M., TORII, K. and HARADA, J.
Embedded facilities within the RCD dam bodies
Q. 62-R. 9, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988
6. HANSEN, K.D. and REINHARDT, W.G
Roller-compacted concrete dams
McGraw Hill, New York, August 1991

A-3. UPPER STILLWATER DAM (USA) – 1985 - 86

A-3.1. Introduction

Upper Stillwater dam is on Rock Creek in the Uinta Mountains of north-eastern Utah, approximately 200 km south-east of Salt Lake City (see Fig. A-3.1).

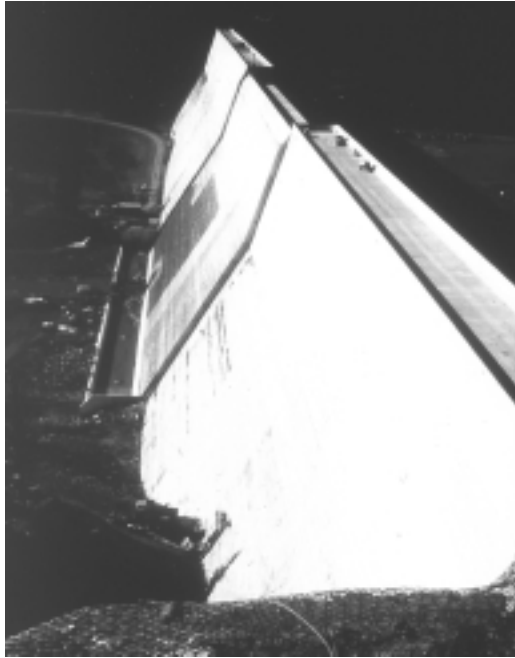


Fig. A-3.1

Photograph of Upper Stillwater dam after completion

Upper Stillwater is a gravity dam which contains approximately 1 200 000 m³ of concrete of which 1 120 000 m³ was RCC. The dam is 91 m high and has a 820-m crest length. The upstream face is vertical and the downstream face has a slope of 0.32:1 (H:V) for the upper 23 m and a slope of 0.60:1 (H:V) for the lower portion (see Fig. A-3.2). The water stored by Upper Stillwater is used for irrigation and municipal and industrial water supply.

A-3.2. Design

Upper Stillwater is a RCC straight-gravity dam with both the upstream and downstream faces formed of slip-formed facing elements. The crest width is 9.1 m and the maximum base width is 55 m. The RCC was spread in 400-mm thick layers which was compacted to a 300-mm thick layer that was continuous from abutment to abutment, without contraction joints. A gallery, the walls of which were also formed of slip-formed facing elements, runs the length of the dam and has access adits in both abutments and provides access to the foundation grout curtain, drainage curtain, and internal instrumentation.

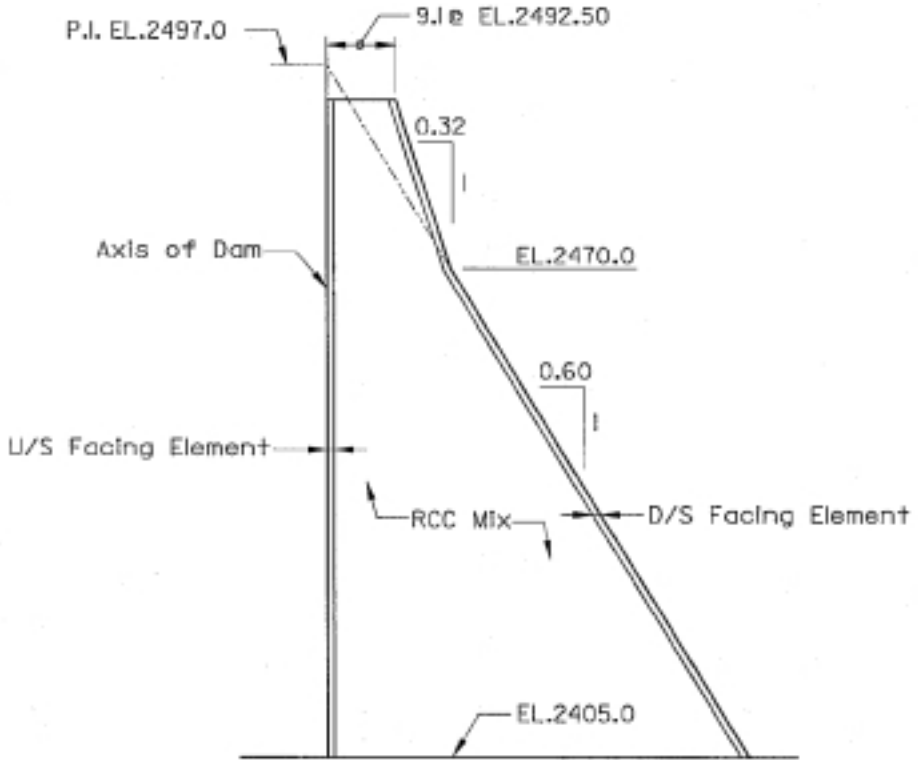


Fig. A-3.2
Typical cross-section of Upper Stillwater dam

The spillway is stepped and is approximately 185 m long. The long crest length eliminated the need for gates and required only 3 m of surcharge to pass the 2100 m³/s design flood. The steps in the spillway chute dissipate approximately 70 % of the hydraulic energy and thus a spillway stilling basin only 9 m long was needed (see Fig. A-3.3).

The dam was analysed for normal static and dynamic loads using current USBR Criteria for concrete gravity dams [1]. In addition, extensive analyses were conducted to model the structural problems unique to RCC construction. These analyses, based on the RCC properties determined for the selected mixture proportions, led to the following conclusions :

1. The dam meets the USBR Criteria for usual loading conditions without consideration of temperature loads. The criteria require a Factor of Safety of 3 for sliding.
2. The occurrence of the Maximum Credible Earthquake (MCE 6.0 at 2 km) may cause surface cracking. The dam will be stable after this event.
3. Stresses resulting from the high-thermal gradient occurring during the first winter will cause horizontal and vertical cracks in the structure. Thermal gradients will be less as the dam cools during subsequent winters. The dam will meet the stability criteria with cracks included.

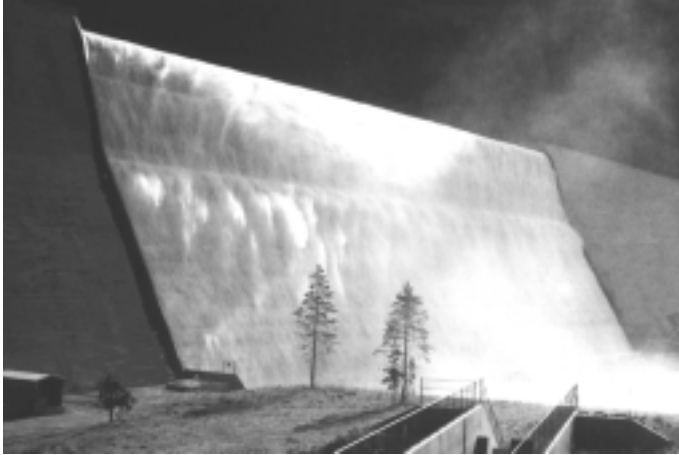


Fig. A-3.3
Stepped spillway at Upper Stillwater dam in operation

The evaluation of the RCC for Upper Stillwater Dam was made in two Phases : Phase 1 was a large-scale trial mix programme made in the laboratory [2] to develop and examine the physical properties of the mixes to be used, including compressive and tensile strength, elastic properties, thermal behaviour, temperature rise, density, permeability, freeze-thaw resistance, and drying shrinkage. Minimum criteria were established for the RCC, such as :

- Static compressive strength at one year : 20.5 MPa
- Static tensile strength at one year : 1.25 MPa
- Static shear strength at one year : cohesion of 2.05 MPa and $\phi = 45^\circ$
- Density : 2325 kg/m³

Phase 2 was a test section to evaluate the preliminary mixes developed in the laboratory as well as the equipment to be used in construction ; in particular, slip-form pavers for placement of the upstream and downstream faces of the dam, and lasers to provide vertical and horizontal alignment. Two important areas in the test section for evaluation were bond between lifts and temperature rise.

Preliminary mix design investigations were performed in accordance with procedures outlined in ACI (American Concrete Institute) Committee 207 Report on roller-compacted concrete [3]. These mix designs generally proved unacceptable, due to poor workability of the mixes. This was followed by a second trial mix programme which proved to be more successful.

A test section was then constructed and a review was made of the mixes used in the test section and the data from a 28-day coring program. Results of the compressive strength tests from the test section coring program indicated the mixes approached or exceeded the 20.5 MPa requirement. The joint efficiency of the cores taken from the test section was somewhat less than had been expected. However, upon evaluation of the cores, which showed no bond or low strength, it was found that the lift thickness varied by as much as 130 mm, there were voids at the bottom of the lifts and the joints were dirty.

A final trial mix programme was then undertaken. Test results from these laboratory mixes showed that all of the mixes reached the required 20.5 MPa compressive strength at a year. Strength development of all mixes beyond 28 days was greater than expected, with 28-day strengths ranging from only 25 to 40 percent of the one-year strengths. This was related to the high percentages of flyash in the cementitious content.

The modulus of elasticity and Poisson's ratio of the RCC in compression were somewhat lower than would be expected with traditional concrete at equal strength levels. Moduli of the RCC mixes ranged from 7 to 12 GPa for the laboratory mix program at one year, and 11 to 16 GPa for the one-year cores. Poisson's ratio was in the range of 0.10 to 0.20. The low modulus was due to the low-quality sandstone aggregate – the Relative Density was 2.52 and the Los Angeles loss-on-abrasion was circa 65 %.

The value of rate of creep deformation was similar to that of traditional concrete. Some studies at earlier ages of 28 and 90 days showed values of 0.106 and 0.057, which were higher than for traditional concrete. Values of instantaneous creep (1/E) were also higher than those reported for traditional concrete. These high values of instantaneous creep were due to low modulus of elasticity.

Thermal expansion studies were undertaken, and results for coefficient of thermal expansion from the three laboratory mixes ranged from 5.8 to 9.3×10^{-6} per deg. C, which were as expected for the type of coarse aggregate and amounts being used. The first thermal expansion tests were made with sand from the dam site. However during the trial mix programme a new quartzite sand source was selected from a borrow area downstream of the dam. Results of the re-tests showed a thermal expansion of 8.9×10^{-6} per deg. C, again within the range expected. Diffusivity tests were also run and results ranged from 1.2×10^{-6} to 1.7×10^{-6} m²/s. This fell close to the range of 0.5×10^{-6} to 1.5×10^{-6} m²/s that could be expected for traditional concrete with the same aggregate.

Results of permeability tests on cores indicated a permeability of 3.9×10^{-12} m/s which was equal to or better than traditional mass concrete with the same compressive strength. This was attributed to the high fines content supplied by the flyash, and the low water/cementitious ratio. At the same compressive strength, the permeability decreased as the total cementitious content increased.

The thermal behaviour of the dam was simulated in a computer program which took into account the layer-by-layer construction of the dam. The analyses were two-dimensional. Air temperatures and solar radiation were taken into account as well as the heat of hydration. The adiabatic temperature rise was 19 deg. C. A 10 °C placing temperature was used in the study. The annual mean temperature at the site is 2.2 °C. Due to heat losses to the cool environment, the maximum temperature predicted by the thermal studies was 25 °C.

A-3.3. Construction

Due to the extreme temperature range on the site (the Top Water Level is approximately 2500 m ASL), the Contractor was only able to work during a five-month construction season during the summer. In addition, the specified maximum

placing temperature of the RCC was 10°C meaning that for most of the construction season, RCC could only be placed during a 16-hour period overnight. However during the main placement season in 1986, RCC placement was only possible between 12 May and 23 September, some four and a half months. In spite of this short season and in spite of a temperature range of – 8 to 33 °C during the period, the Contractor placed some 540 000 m³.

Both the upstream and downstream faces were formed of interlocking facing elements placed by a slip-form paver with a side-hung mould (the facing elements were mainly placed during an eight-hour shift during the day). Each pass of the paver added 600 mm vertically of facing element. A four-hour delay was required before RCC was placed against the slip-formed facing element. Construction of the dam was then accomplished by placing two 300-mm layers of RCC against each facing element. The RCC was batched by two 3-m³ weigh batchers and mixed by either two 6-m³ tilting-drum mixers or by two 3-m³ twin-shaft mixers. A belt conveyor carried the mixed RCC from the plant to the dam where it was discharged through two “elephant trunks” into 35-ton end-dump trucks, which remained on the RCC surface. The trucks were equipped with an improvised spreader box which dumped and spread the RCC in one operation. Final levelling was accomplished with a laser-controlled bulldozer. The RCC was compacted with six to eight passes of a 10-tonne dual-drum vibratory roller. Approximately one layer was placed each day. The slip-formed facing elements provided a durable outside face to resist freeze-thaw action, but were not required to function as a water barrier.

A-3.4. Contractual arrangements

Construction of the dam was accomplished under three different contracts. Two were for the dam itself : the first for preliminary foundation excavation and the second for RCC placement and dam completion. The third contract was for the production of sand for the RCC from a source 13 km downstream of the dam site.

A-3.5. Performance

The dam has extensive instrumentation. Monitored parameters include foundation pressures and deformation, temperatures, deflections and water leakage. The instruments were installed in four cross-sections.

During initial filling, deformations of an argillite layer in the foundation were larger than expected. Inclino-meters showed that a distinct off-set had developed in this layer. The maximum total movement of the dam during reservoir filling was 10 mm in the downstream direction. Piezometers in the foundation showed a higher than predicted pressure in the same area whereas piezometers further downstream behaved in accordance with predictions. Since the initial reservoir filling, the reservoir has been drawn down each winter and filled each spring. Only very minor movements have been detected during this operation.

No pre-formed or induced joints were formed in the dam body ; it was expected that the dam might crack but it was thought that any vertical cracks could be sealed after completion (the reservoir is drawn down every winter). In the event as the dam cooled, sixteen cracks penetrated into the body of the dam. The average spacing of

the cracks is 35 m. Water was able to flow through some these cracks from the reservoir to the downstream face [4]. The largest crack in the dam occurred in response to both thermal shrinkage and foundation movement. The maximum leakage through this crack was 60 l/s. This crack has been grouted to reduce leakage to acceptable levels [5]. Apart from the vertical cracks, the average seepage through the dam is less than 0.65 l/s.

A-3.6. References

1. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR
Construction considerations : Upper Stillwater dam
US Bureau of Reclamation, Bonneville Unit, Denver, 1984
2. CROW, R.D., DOLEN, T.P., OLIVERSON, J.E. and PRUSIA, C.D.
Mix design investigation - roller-compacted concrete construction, Upper Stillwater, Utah
REC-ERC-84-15, US Bureau of Reclamation, Denver, June 1984
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
Roller-compacted concrete
ACI Committee 207, Chicago, 1979
4. RICHARDSON, A.T.
Performance of Upper Stillwater dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete, Beijing, China, November 1991
5. SMOAK, W.G.
Crack repairs to Upper Stillwater dam
Construction International, ACI, Chicago, February 1991

A-4. SANTA EUGENIA DAM (SPAIN) – 1987 - 88

A-4.1. Introduction

The Santa Eugenia dam was one of the first dams in Spain to be constructed using the RCC technique. The dam is on the Xallas River in the La Coruña province. It is a 85.5 m high straight gravity dam with a crest length of 285 m (see Fig. A-4.1). The concrete placement for the dam started in July 1987 and finished in May 1988, after having placed 225 000 m³ of roller-compacted concrete and 32 000 m³ of traditional concrete. The dam forms part of the Xallas hydro-electric complex [1].



Fig. A-4.1

Photograph of Santa Eugenia dam

A-4.2. Design

Geometrically the dam has a triangular profile with a slope of 0.05:1 (H:V) on the upstream face and two slopes in the downstream face : 0.75:1 from the foundations at Elevation 125 m ASL to the Elevation 190 m and 0.36:1 from that elevation to the crest at Elevation 210. The upstream face was formed with a conventional climbing formwork and the downstream face of 0.5-m high steps. No facing concrete was used, the RCC was placed directly against the formwork. The dam has three horizontal inspection galleries connected to each other by a gallery running along the foundation starting from the lowest one (see Fig. A-4.2).

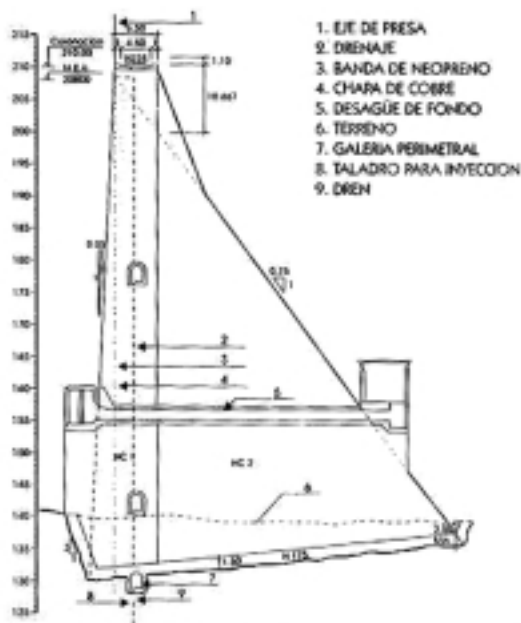


Fig. A-4.2
Typical cross-section of Santa Eugenia dam

The spillway is located in the central block and was constructed of immersion-vibrated concrete against sloping formwork. It has a Creager profile with four spans closed by gates, measuring 5.0×5.5 m. The energy dissipator is a roller bucket, constructed of traditional concrete.

Two RCCs were used, RCC-1 near the upstream face and RCC-2 for the rest of the dam (see Fig. A-4.2). The mixture proportions are shown in Table A.-4.1. The maximum size of aggregate in RCC-1 is smaller than that in RCC-2 and more cementitious material is used in order to reduce segregation and improve impermeability. The testing of cores taken three years after the reservoir had filled for the first time, showed that both types of concrete are absolutely impermeable and that the entire dam could have been constructed with RCC-2 concrete taking only the precaution of avoiding segregation. The Specification required a 11.8-MPa characteristic compressive strength after 90 days.

Table A-4.1
Mixture proportions for the RCC

RCC Type	Average Quantities (kg/m ³)			
	Cement	Flyash	Fine aggregate	Coarse aggregate
RCC-1	88	152	552	1635
RCC-2	72	143	490	1830

This Table includes adjustment for the PA-350 cement including 20 % flyash.

RCC-1 : Three sizes of coarse aggregate : 5/15, 15/30, 30/70

RCC-2 : Four sizes of coarse aggregate : 5/15, 15/30, 30/70, 70/100

A-4.3. Construction

The granitic aggregates for the concrete were obtained from a quarry close to the reservoir. Trucks transported the blasted rock to a crusher, classifier and washing plant in the vicinity of the dam site.

The production capacity of this plant was 350 t/h and it classified the aggregates in five sizes : 100-70 mm, 70-30 mm, 30-15 mm, 15-5 mm and 5-0 mm. The fine aggregate was treated by chain pump washer and hydro-cyclone to remove the excess fines. The batching plant had three mixers, each one of 2 m³ capacity, with a maximum production output of 150 m³/h. The concrete was transported from the concrete plant to the dam in truck mixers with 6 m³ capacity, and spread with a motor grader in 300-mm thick lifts, which after compaction reduced to 250 mm. Once the concrete was placed, it was compacted with a dual-drum vibratory roller of 11-tonne static weight with an amplitude of 0.80 mm and a frequency of 2500 r.p.m. The average number of roller passes per layer was eight.

The dam is divided into four blocks between 60 and 110 m long by three transverse contraction joints. The blocks were built in lifts of 2 m, that is to say in eight layers, alternating the blocks for concrete placement, which implied at least four days between placing two consecutive lift. The cold joints created this way were treated before placing the next layer using the same methods employed in treating joints in traditional concrete. The peak daily and monthly production was 2276 m³ and 38 757 m³ respectively.

A control test were conducted every 400 m³ for both types of concrete used. These tests included gradation and moisture content of the aggregates, consistency of the concrete determined by means of the VeBe test, density of the fresh concrete likewise also determined by VeBe, in-situ density, and compressive strength of hardened concrete. The average density using the VeBe test was approximately 2390 kg/m³ and the in-situ density circa 2400 kg/m³. The average compressive strength of RCC-1 and RCC-2 was between 22 and 24 MPa at an age of 90 days. The method of compacting the RCC was adjusted based upon the depth of penetration of the roller on the first run, as well as the wave that was formed in front of the roller. Another important factor at Santa Eugenia was that of control of concrete placement and compaction when raining.

A-4.4. Performance

Several cores were extracted from Santa Eugenia dam ; two during construction and another upon completing the dam. A few areas of segregation of the coarse aggregate were observed in the middle of the layers, as well as along the borders of the lanes in which the concrete was spread. Nevertheless from tests carried out on the core samples it could be concluded that the concrete in Santa Eugenia is of good quality showing that the properties of a well-designed and correctly-compacted RCC are at least comparable to those of a traditional dam concrete [2].

The construction criteria defined in Santa Eugenia were the following :

- Control of the ingredients and mixture proportions of the concrete,
- Control of the maximum lift thickness,

- Treatment of the horizontal cold joints,
- Adjustment of the spreading and compacting machinery,
- Definition of the maximum time between lifts.

Given that the construction of the dam progresses in horizontal layers, and once all the physical and mechanical characteristics of the concrete have been met, the success in terms of permeability of the structures depends upon good bond between the horizontal layers.

The experience at Santa Eugenia shows that special attention should be paid to the following aspects, if a good bond between joints is to be achieved :

- Careful cleaning of the surface,
- Sufficient quantity of paste within the RCC,
- Time lapse between placing any two successive layers.

The horizontal cold joints between the 2-m lifts were treated in two ways at Santa Eugenia with mechanical sweeper and/or air and water cleaning. The time for carrying out this operation after concrete placement is directly related to the air temperature at the time. Another fundamental factor for good bonding between two successive layer is the “exposure time” (i.e. the time lapse between the two layers). The maximum exposure adopted at Santa Eugenia was six hours for RCC-1 and nine hours for RCC-2. These times were defined for the condition when placing concrete at an average temperature between 22 and 25°C, corresponding to summer temperatures in 1987 when the major portions of the dam were placed. If for any reason the exposure time between layers exceeded these limits, the joint was considered cold and was treated using the procedures described above. The actual exposure times were generally shorter than that specified, which explains why good bond between layers was achieved at Santa Eugenia.

A-4.5. References

1. LAMA, J.L., PEREZ de JUAN, I. and BENET, J.
The Santa Eugenia dam : use of roller-compacted concrete
Q. 62-R. 40, XVIth ICOLD Congress, Vol. 3, San Francisco, 1988
2. LAMA, J.L. and RÍO-IGLESIAS, F.
Santa Eugenia dam : an impermeable compacted concrete dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

A-5. WOLWEDANS DAM (SOUTH AFRICA) – 1988-89

A-5.1. Introduction

Wolwedans Dam is situated on the Great Brak River some three kilometres upstream of the town of the same name. It is an arch-gravity concrete dam built primarily for water supply (see Fig. A-5.1).



Fig. A-5.1

Photograph of Wolwedans dam

A-5.2. Design

The 70-m high, constant-radius and constant cross-section, RCC arch-gravity dam at Wolwedans has an extrados radius of 135 m and a crest length of 268 m (see Fig. A-5.2). The dam has a vertical upstream face and a stepped downstream face at a slope of 0.50:1 (H:V) (see Fig. A-5.3). All the steps, including on the spillway, are 1.0 m high.

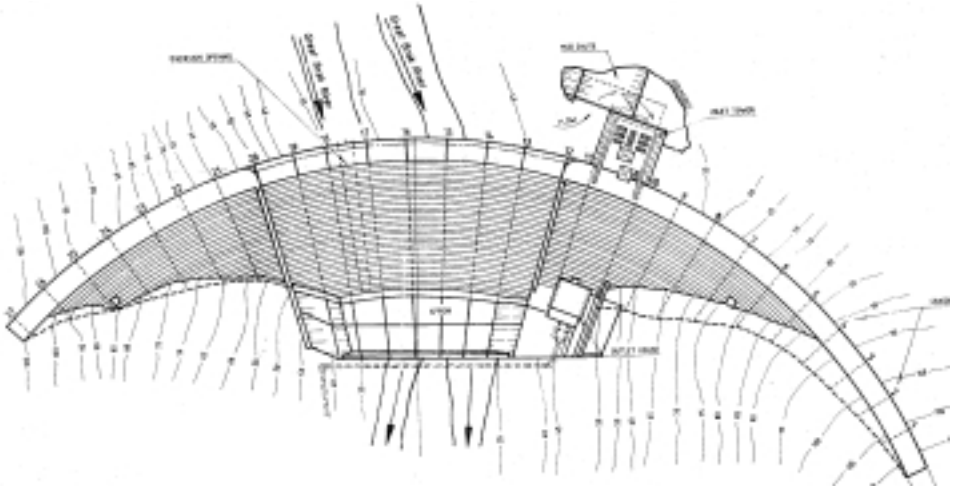


Fig. A-5.2
Plan of Wolwedans dam

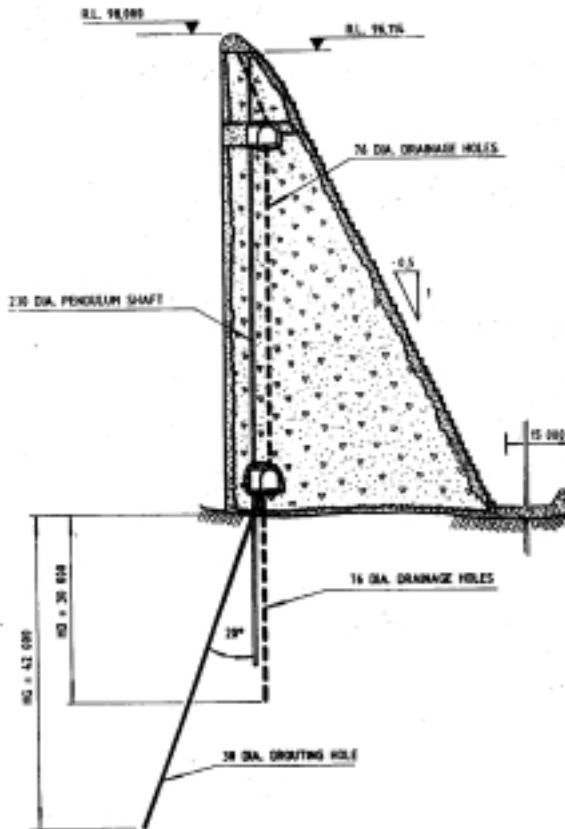


Fig. A-5.3
Cross-section of spillway at Wolwedans dam

The non-overflow crest is 5.0 m wide and has a 7.36 m high vertical downstream face. The dam has a freeboard of 5 m at full supply level.

The arch-gravity design was selected because of saving in concrete volume of about 20 % that it offered compared to that of a straight-gravity dam. The foundation was found unsuitable for a conventional thin-arch dam. The shape and layout of the arch was primarily selected to facilitate ease of construction. By adopting a layer thickness of 250 mm, effective compaction of the RCC could be ensured and the targeted four layers per day would result in the dam being raised at a rate of 1 m/day. The facing concrete was 600 mm thick.

The design of the dam anticipated transverse cracking along the length of the arch as the dam concrete cooled to its long-term temperature. To ensure the long-term arching capability of the dam, it was necessary to control cracking with groutable, induced joints at 10-m intervals. The crack inducers were of plastic sheet complete with water-stops, which also served as grout-stops, that were installed within the facing concrete. Between these inducers and along the radial line, 250 mm high folded plastic sheet crack directors, each containing a perforated plastic grout feed pipe, were placed at 1-m vertical intervals. Vibrating wire, long base-line strain gauges were placed to monitor the joints.

Nevertheless, the design showed that if RCC could be placed during the cooler months of the year, the extent of any cracking would be small enough to avoid loss of efficient arch action. This would allow grouting of the joints to take place well after impounding the dam at a time that suited the Owner. Unfortunately RCC placing did not strictly occur during the cooler months and thus this advantage was lost.

Maximum RCC placing temperatures were specified for specific height zones of the dam and according to season to avoid longitudinal cracks and keep transverse cracking to acceptable limits.

A-5.3. Construction

The coarse and fine aggregates were obtained from a quarry some 32 km from site. The aggregate consisted of screened rounded quartzite pebbles from the conglomerate of the Enon formation, which was identified as being alkali-aggregate reactive. The crushed fine aggregate from the same source as the coarse aggregate was blended with a natural fine sand obtained from coastal dunes. Three coarse aggregate sizes were used for RCC, facing and mass concrete production : 53-37.5 mm, 37.5-19 mm and 19-4.75 mm. A low-alkali Portland cement and a low-lime flyash (ASTM C618 Class F) were used as cementitious materials.

The RCC contained 58 kg/m³ of cement and 136 kg/m³ of flyash which gave a density of 2440 to 2450 kg/m³. A compressive strength of 23 to 29 MPa was obtained at an age of 91 days. The permeability was typically between 3×10^{-10} and 5×10^{-11} m/s.

A 5.5-m³ split-drum mixer with a production capacity of 145 m³/hr was used for mixing the RCC. Initially, the RCC was transported along a 3 km site road by 8-m³ dump trucks. The RCC segregated during transportation and had to be re-mixed by front-end loader on the dam. Once the conveyor system was operational, all concrete was transported onto the dam using this method. Nevertheless some

segregation occurred on discharge. The dumped RCC was re-mixed and spread into 300-mm thick horizontal layers by means of a laser-controlled bulldozer (reduced to 250 mm after roller compaction). The concrete was then compacted with vibratory rollers. Facing concrete was placed and compacted against the formwork ahead of the advancing RCC.

Due to “flash-setting” of the RCC, cold joints could not be green-cut and thus the entire surface area of the horizontal joints had to be chipped with jack hammers. These joints were covered with a bedding concrete just before placing RCC on the joint. Initially a Grade 20/53 facing concrete with the + 37.5-mm aggregate removed was used as a bedding layer. These layers averaged about 50 mm in thickness, varying between extremes of 30 and 80 mm. During October and November 1988 site conditions were such that a bedding layer was required on virtually every RCC layer placed during daytime. This meant that 20 % of every RCC layer had a heat developing potential of nearly double that of the surrounding RCC. Bedding mix design and thickness were modified to reduce this effect.

Due to the small amount of water required for mixing the RCC, the use of liquid nitrogen to cool down the RCC during mixing that had initially been used was soon abandoned after it was found to be both ineffective and expensive. The liquid nitrogen only reduced the RCC temperature by about 4 deg. C at the mixer and by the time the RCC was placed on the dam, the mix temperature had already risen by about another 2 to 3 deg. C.

The dam has a total concrete volume of 203 000 m³. RCC, including facing and bedding layer concrete, was placed at an average rate of about 2000 m³/day with a peak production rate of 2994 m³/day. A total of 172 400 m³ of RCC, including facing concrete and bedding layers, were placed in 101 working days over a period of 17 months.

A-5.4. Performance

The most interesting aspects of the performance of the dam relate to the development of cracks after impounding the reservoir. The greatest crack widths, varying from 0.25 to 3.0 mm, occurred between levels Elevations 33.0 m and 60.0 m. This is most probably the effect of placing the RCC in the lower section of the dam, that is, up to Elevation 40.4 m, out of the temperature specification. The result was that the lower section induced wider cracks in the sections above Elevation 40.4 m up to Elevation 47.0 m (where a six-month construction break occurred) and further up to about Elevation 60.0 m, all placed well within temperature specifications. Above about Elevation 60.0 m the average crack widths are very small, varying from about 0.1 to 1.1 mm at joints. This is most probably due to the fact that this RCC was placed well within temperature specifications and that the thinner cross-section of the dam was more capable of transferring its heat to the surrounding atmosphere. However, it would appear that apart from the formed transverse joints at foundation level of both the outlet and river diversion blocks, crack development was caused by concrete temperature drops of between 10 and 20 deg. C.

Leakage from the dam was generally from three areas : the foundation, the joints and the RCC itself. The first two types of leakage can be measured while the latter can only be assumed. However, leakage from the joints initially exceeded by

far the leakage from the other two areas but subsequent to grouting of the joints this leakage generally does not form part of the total leakage occurring at the dam.

The leakage from the drainage curtain and pendulum shafts contributes about 1.5 l/s of the dam's total leakage of about 3.5 l/s. The rest comes from the foundation pressure relief holes. The dam can thus be considered as generally being very tight and comparing very well with any other traditionally-constructed concrete dam. Joint grouting was performed four years after completion of construction during 1993 when it was determined that the dam's temperature condition had stabilised.

The RCC appears to have achieved very good long-term properties as has been indicated by tests performed on 8- to 24-month old cores retrieved from the body of the dam. The average compressive strength of the 150-mm diameter cores was about 33 MPa with a maximum of 54 MPa and a minimum of 19 MPa. The average density of the RCC was 2 412 kg/m³, the average tensile strength 3.0 MPa, the average modulus of elasticity about 32 GPa and Poisson's ratio about 0.20. Lift joints could not be discerned in the cores and thus the shear capacity of these joints could not be tested. All the cores displayed a well-graded coarse aggregate distribution.

The maximum unit discharge to date over the stepped spillway occurred on 21 November 1996 and measured about 4.1 m³/s/m which is associated with a flow depth of 1.65 m. This is the highest unit discharge recorded so far for any stepped spillway in South Africa. The spillway steps are still in good condition and it is expected that they will remain so in the future.

A-5.5. References

1. HOLLINGWORTH, F., HOOPER, D.J. and GERINGER, J.J.
Roller compacted concrete arched dams
Water Power and Dam Construction, London, November 1989
2. OOSTHUIZEN, C.
The use of field instrumentation as an aid to determine the behaviour of roller-compacted concrete in an arch-gravity dam
Proceedings of Conference "Field Measurements in Geotechnics", Balkema, Rotterdam, The Netherlands, September 1991
3. HOLLINGWORTH, F. and GERINGER, J.J.
Roller-compacted concrete arch/gravity dams – South African experience
in Roller-compacted concrete III, ASCE, New York, 1992
4. HOLLINGWORTH, F. and GERINGER, J.J.
Cracking and leakage in RCC dams
Water Power and Dam Construction, London, February 1992
5. OOSTHUIZEN, C.
Behaviour of roller-compacted concrete in arch-gravity dams
Proceedings of International Workshop on Dam safety evaluation, Grindelwald, Switzerland, April 1993
6. SHAW, Q., and GERINGER, J.J.,
Wolwedans Dam : Completion Report.
Volume 1/2, Main Report, Unpublished Internal Report N° K200/02/DE01,
Department of Water Affairs and Forestry, Pretoria, South Africa, April 1993.

A-6. PUDING RCC ARCH DAM (CHINA) – 1992-93

A-6.1. Introduction

Puding RCC arch dam is in Guizhou province on the Sancha river, a southern tributary of Wujiang. It is a thick-arch dam with a constant cross-section and with varying radius. The crest length is 196 m, and a maximum height is 75 m. The dam has two non-overflow sections with four gated overflow spillways in the middle (see Fig. A-6.1).

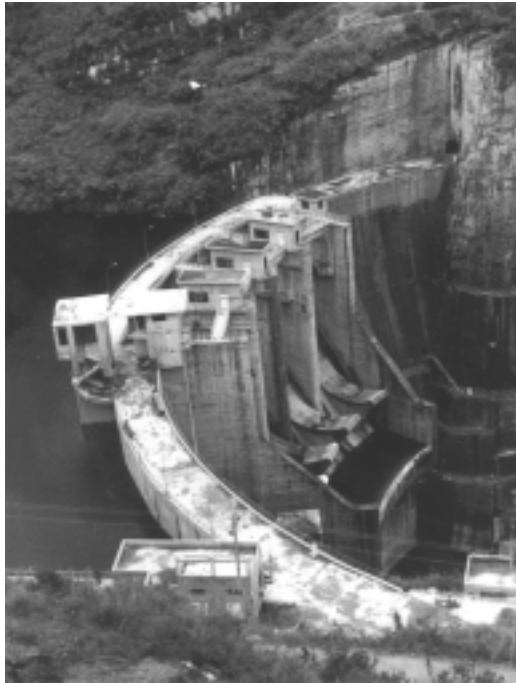


Fig. A-6.1
Photograph of Puding dam

A-6.2. Design

A single centre and a variable radius define the geometry of the arch. The included angle is 120° and the maximum extrados radius is 71.18 m giving an arc length of 165.7 m (see Fig. A-6.2). The crest length is 195.7 m, and the maximum dam height is 75 m. The bottom thickness is 28.2 m and the crest width is 6.3 m, giving a ratio of bottom thickness to height of 0.376. The upstream face above Elevation 1100 m is vertical and below 1100 m is parabolic. The arch crown overhangs the upstream face at the base by 2.4 m (see Fig. A-6.3).

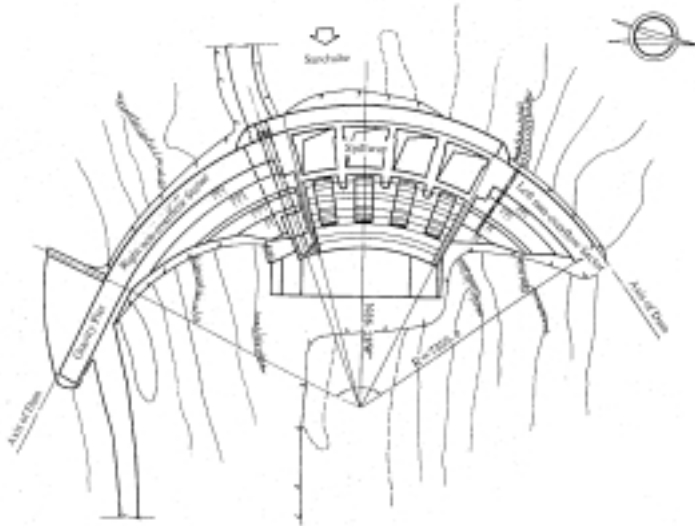


Fig. A-6.2
Plan of Puding dam

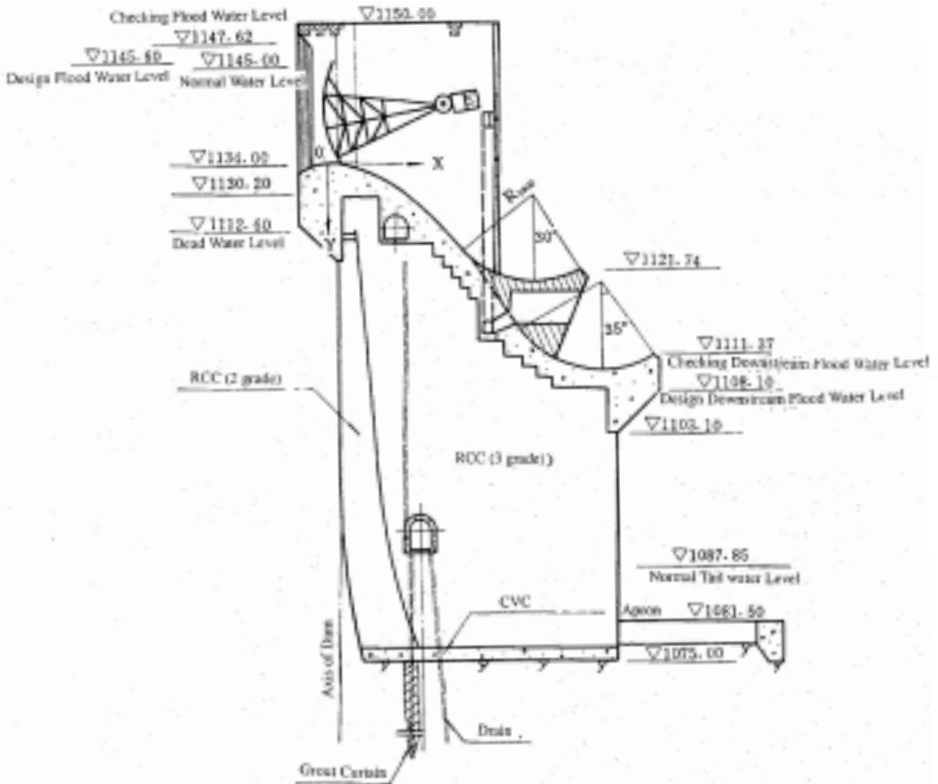


Fig. A-6.3
Typical cross-section of Puding dam

Puding RCC arch dam consists two non-overflow sections, which are 37.5 m and 117.2 m long. There are four overflow spillways in the middle with a crest Elevation 1134 m, with a total length of 60.6 m. There is a bottom outlet on the right side. The spillway apron is 18.4 m long and 2.5 m thick. The design discharge capacity is 5260 m³ through the four 12.5- × 11.0-m gates.

The features of the construction of RCC arch dam at Puding are :

1. Only two types of RCC were used in the dam body, a Grade-2 (two coarse aggregate sizes with a maximum size of aggregate of 40 mm) high-cementitious content RCC having a 90-day design strength of 20 MPa, cohesion of 2 MPa and tensile strength not less of 1.5 MPa. A Grade-3 (three coarse aggregate sizes with a maximum size of aggregate of 80 mm) high flyash and low cement content RCC was used in the body behind the Grade-2 RCC having a 90-day design strength of 15 MPa, with the same cohesion and tensile strengths as for the Grade-2 RCC.
2. Three induced joints divide the RCC arch dam into four blocks of widths of 30, 55, 80 and 31 m. Grouting systems were installed in all joints.
3. A three-dimensional FEM model was used for temperature and thermal stresses analysis, to simulate the temperature conditions during and after concrete placement and to estimate the thermal stresses during construction and operation.

The RCC thick-arch dam was chosen because the cost was lower than for a traditional concrete dam, the time of construction would be shorter (it should be at least one year less) and the technology of construction would be simpler and easier. Consideration of frost resistance were not required as the average annual temperature at the site is 14.7 °C and the lowest winter temperature is 4.3 °C, thus there is little danger of freezing.

The mixture proportions of the two RCCs used in Puding dam are shown in Table A-6.1.

Table A-6.1
Typical RCC mixture proportions for Puding dam

	Grade 2	Grade 3
90-day design strength (MPa)	20	15
Water/cementitious ratio	0.50	0.55
Water (kg/m ³)	114	84
Cement (kg/m ³)	85	54
Flyash (kg/m ³)	103	99
Sand-aggregate ratio (%)	38	34
Fine aggregate (kg/m ³)	836	768
Coarse aggregate (kg/m ³)		
80 – 40 mm	–	454
40 – 20 mm	554	604
20 – 5 mm	830	454
Additive (%)	0.85	0.85

A-6.3. Construction

The RCC mixes were based on the following :

1. Cement : a G525 Portland cement from the Guizhou Cement Works was used, with 2.2 % MgO content.
2. Pozzolan : A high content of low-lime flyash was used having a fineness modulus of 11 - 25 %.
3. Aggregate : All the aggregates were crushed limestone. The fine aggregate was produced in a rod mill and has a fineness modulus of 2.5 to 2.9 with 13 to 17 % passing the 75- μ m sieve.
4. Additives : A high-quality triple-composite additive was used after testing in laboratories, this reduced the water/cementitious ratio, increased the setting time and improved the workability.

The construction methods used at Puding RCC arch dam included continuous placement of thin (300-mm) layers of RCC from one abutment to the other. The concrete was mixed in two concrete plants, one with three 1.5-m³ tilting-drum mixers and the other with two 1-m³ tilting-drum mixers. The mixing time was three minutes. From the bottom of the dam to Elevation 1108 m, the concrete was transported mainly by ten 15-tonne dump trucks. At Elevations 1077 and 1085 m haul roads which had a length of 1800 m gave access to the dam. From Elevation 1108 to 1145 m, 41 500 m³ of concrete was placed by vacuum-tube chutes. There was no segregation of the concrete. The chutes were fixed on the rock slope on the right abutment at a 45° angle. From the end of the chutes the concrete was transported by dump trucks on the surface of newly-placed RCC. Above Elevation 1145 m on the left bank, concrete was transported by two fixed cable cranes with spans of 210 m and with rated capacities of 10 and 20 tonne respectively.

The concrete was spread with a bulldozer and compacted with two vibratory rollers. Compaction was achieved with two passes without vibration, then six to eight passes with vibration and finally two passes without vibration. Two pedestrian vibratory rollers were used in the area adjacent to formwork and in corners using two passes without vibration, 24 to 30 passes with vibration and finally two passes without vibration.

Quality Control included periodic inspection of all materials. The composition and temperature of cement and flyash were tested from time to time to check that relevant regulations were complied with. The fine aggregate was stock-piled in three stockpiles to maintain the specified moisture content (under 6 % and with a maximum variation of 1 % in four hours). The VC value was maintained at about 10 ± 5 sec on site with 7 or 8 sec being optimal. In order to prevent segregation, the concrete was loaded and dumped from as low a level as possible. Concrete was placed at two or three points simultaneously with two layers being spread and compacted at any time. The time between completion of mixing and compaction of the concrete was limited to two hours and the interval between layers being placed was maintained as short as possible and within the initial setting time. The bond between layers was given close attention. Before the new concrete was placed, the area extending upstream of the Grade 2 area by 2 to 3 m was covered by a thin layer of 1.5 cm to 2 cm of bedding mortar to ensure a good bond.

RCC placement started on 23 January 1992 and was completed on 21 April 1992 when the arch dam reached 24.3 m with total volume of RCC of 36 287 m³ and of traditional concrete of 4066 m³. The second phase lasted from 17 November 1992 until 30 May 1993, when the arch dam reached 50.2 m with a total volume RCC of 70 581 m³ and 2822 m³ of traditional concrete. During the flood season of 1992 the incomplete arch dam spilled seven times, with a maximum discharge of 2750 m³/s. No damage was found. Impounding of the reservoir started in May 1994 and the first generator was put into operation in June 1994.

A-6.4. Project cost and financing

The estimated cost saving by using RCC for the Puding project was about 6 M RMB (\$ 0.75 M) compared to a traditional concrete dam.

A-6.5. Performance

The operation of Puding RCC arch dam showed that a good quality of RCC was obtained. No detrimental cracks were found in the dam body. The highest concrete temperature was 30.8 °C after eight to ten months. This is only 16.1 deg. C above the average annual temperature of 14.7 °C which meant that the thermal stresses were lower than assumed in the design, and the induced joints did not open.

Cores were taken from the dam body that were more than 5 m long, showing that the bond between layers is excellent. Laboratory testing showed that all physical properties of the RCC met the requirements of the Specification.

The seepage through the dam is very small. The seepage in the gallery is less than 0.05 l/s which shows that the RCC has a sufficiently low permeability.

During three years of operation the maximum discharge through the spillway was 4100 m³/s. No damage was found.

A-6.6. References

1. WANG, B., DING, B. and CHEN, Z.
Structure design of Puding RCC arch dam and its temperature control
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete,
November 1991, Beijing, China
2. WANG, B., WANG, D. and HE, Y.
The construction of Puding RCC arch dam
Hydropower and Dams, London, March 1994
3. SHEN, C.G.
New technical progress of RCC dam construction in China
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995
4. WANG, B., and WANG, D.
Continuous placement techniques with partitions for Puding RCC arch dam
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

A-7. SHANZAI RCC GRAVITY DAM (CHINA) – 1993-94

A-7.1. Introduction

Shanzai hydropower project is located in Lianjiang county of Fujian Province, which is 56 km from Fuzhou city. The project comprises an RCC gravity dam, head-race structure and a power house at the dam toe on the left bank (see Fig. A-7.1).



Fig. A-7.1
Photograph of Shanzai dam

A-7.2. Design

The RCC gravity dam at Shanzai has a central spillway. Because of the topographical and geological conditions, the dam axis on both bank is designed to bend downstream 15° (see Fig. A-7.2). The crest length of the dam is 266 m. The Elevation of the dam crest is 116.6 m and the maximum dam height is 64.6 m. The total volume of the dam is 230 000 m³ including 194 000 m³ of RCC. The non-overflow sections of the dam have a 6.0 m wide crest, vertical upstream slope, and 0.68:1 (H:V) downstream slope (see Fig. A-7.3).

Shanzai dam was built without any transverse or longitudinal joints. The dam was designed for continuous placement. A total of 194 000 m³ RCC was to be placed in one dry (winter) season. This allowed advantage to be taken of the cold season to control temperature while transporting and spreading concrete, and it simplified the requirements of thermal control.

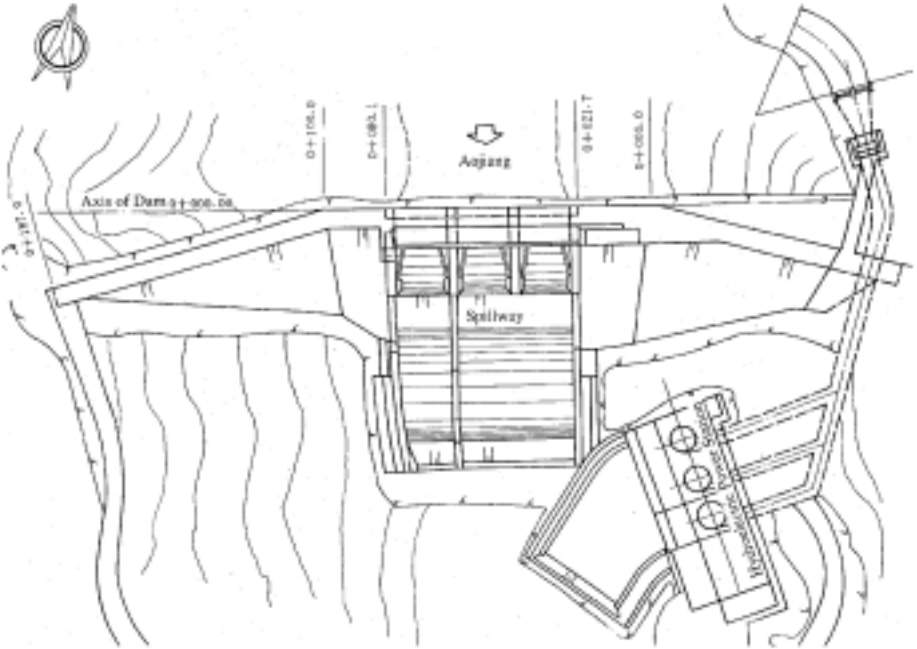


Fig. A-7.2
Plan of Shanzai dam

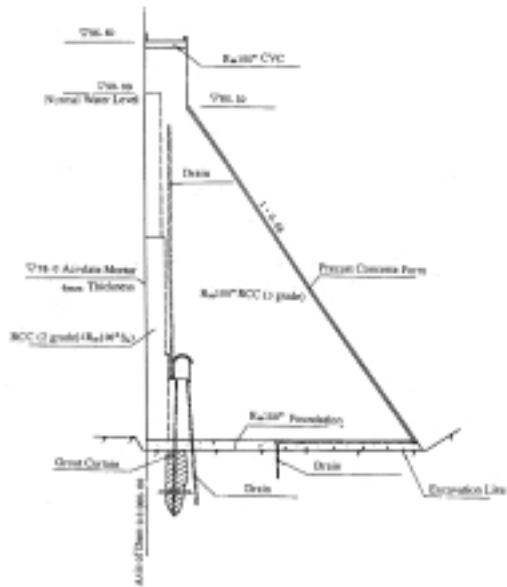


Fig. A-7.3
Cross-section of the non-overflow section of Shanzai dam

The impervious element of the dam is the Grade-2 RCC placed near the upstream face together with an acrylic-based emulsion mortar, that was sprayed and spread over the upstream face of the dam, as an supplementary membrane.

The whole dam is divided to five zones as follows : the upstream 3 to 4 m is high-cementitious content Grade-2 RCC and downstream of this there is Grade-3 RCC. The foundation is covered by traditional levelling concrete. The downstream face of the non-overflow section was formed of prefabricated L-shaped concrete slabs. The face of overflow section is traditional concrete. The mixture proportions of the RCCs used in Shanzai dam are given in Table A-7.1.

Table A-7.1
RCC mixture proportions

Material	Grade-2 RCC	Grade-3 RCC
Coarse aggregate (kg/m ³)	1 375	1 082
Fine aggregate (kg/m ³)	714	639
Cement (kg/m ³)	65	50
Flyash (kg/m ³)	125	100
Water (kg/m ³)	102	811

A-7.3. Construction

The RCC mixes were based on the following :

1. Cement : two cements were used a G525 Portland cement from the Fuzhou Cement Works and a G425 from Weifan Cement Works (Shandong Province).
2. Pozzolan : A low-lime flyash (ASTM C618 Class F) was used from Fuzhou Thermal Power Station.
3. Aggregate : Natural gravel (breccia) and sand (contained mainly pink feldspar and quartz) was found 8.3 to 18.7 km from dam site. The fineness modulus of the sand was 2.1 to 2.7.
4. Additives : A water-reducing admixture, DH4A (produced in China), was added in the proportion of 0.3-0.5 %.

The Grade-2 RCC had two coarse aggregates with a maximum size of aggregate of 40 mm and the Grade-3 RCC three sizes with an m.s.a. of 80 mm. The optimum workability was found to be a VC time in the range of 5 to 15 sec.

The RCC was spread and compacted into 320 mm thick layers. The concrete was transported directly from the batching plant mainly by trucks and with a vacuum-chute system as an auxiliary means of transport. Steel formwork in 3 m high panels was used on upstream face. L-shaped pre-cast concrete panels 300 mm high were used to form the downstream face and were left in place as part of the dam. To treat lift joints, the Grade-2 RCC layers were covered with 10 to 20-mm thick bedding mortar. Between the Grade-3 RCC layers there was not any treatment if the layer was covered by the next lift before the initial set time. If the delay in

placing the next lift exceeded the final set time, the surface of the layer was treated as a construction joint. For placement between initial and final setting time, the surface was covered with sprayed mortar.

To reduce the permeability of the upstream surface, facing concrete was used. The concrete contained more mortar than the RCC and had a measurable slump. It was compacted with conventional immersion vibrators. The top of each lift was covered with a 5- to 8-mm thick acrylic-resin cement mortar prior to placing the next lift.

A-7.4. Project cost and financing

The cost of main dam was 9 510 000 RMB (1990 price) (\$ 1.159 M). The construction time was about six months shorter than if using traditional concrete. The unit cost of the RCC was 91.1 RMB/m³, (\$ 11/m³) about 69 % of the cost of traditional concrete in China.

A-7.5. Performance

The RCC for the dam was placed between October 1993 and April 1994. In December 1994 the first generating set was connected to the grid. In June 1995, the whole project was completed. Because the aggregate was not supplied at a sufficient rate, some of the RCC was placed in the hot season, and not only in cold season as was required for temperature control. The dam cracked both on the left and right bank. This was the main cause of some seepage after water impounded. There is no seepage in other parts of dam. The two cracks have now been effectively sealed. Measurement of seepage after impounding showed that the permeability of the dam is now satisfactory. Based on two years of instrument observations, the dam is operating as designed.

A-7.6. References

1. XIE, D, and LIN, C.
Seepage prevention design on the upstream side of Shanzai RCC Dam on the Linjiang River
Water Power (in Chinese), N° 11, Beijing, September 1994
2. SHEN, C.G.
New technical progress of RCC dam construction in China
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams, Santander, Spain, October 1995

A-8. JORDÃO DAM (BRAZIL) – 1995-96

A-8.1. Introduction

The Jordão river diversion completed the Segredo hydroelectric complex in Parana State. The hydroelectric complex has two reservoirs, one in the Iguaçu river and another in the Jordão river. A 570 000-m³ roller-compacted concrete dam was constructed in the Jordão river to form the second reservoir. The dam is 95 m high, has a crest length of 546 m and incorporates a 300-m long free overflow spillway (see Fig. A-8.1).



Fig. A-8.1
Photograph of Jordão dam with spillway in operation

A-8.2. Design

Jordão dam is a gravity structure with a conventional smooth spillway and ski-jump on the body of the dam. A curved dam was chosen to concentrate the discharge from the integral spillway. The curvature effect was neglected in the structural design of the dam. The dam water-tightness and the uplift control was secured by a vibrated-concrete zone at the upstream face and a system of two drainage galleries (see Fig. A-8.2).

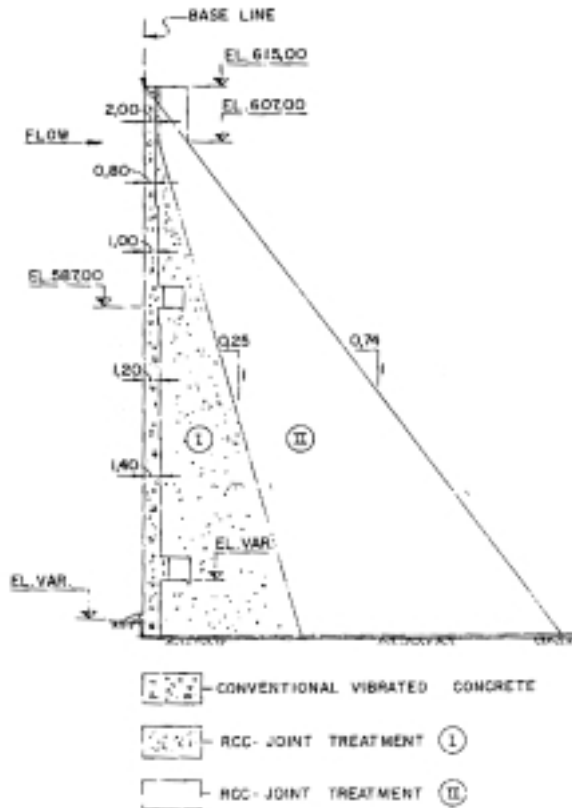


Fig. A-8.2
Typical cross-section of Jordão dam

The stability analysis was performed according to conventional criteria for gravity dams. All the results were verified by the FEM with several meshes simulating geometric and loading conditions. The main results of the critical cross section are the following :

Maximum compressive stress	1.5 MPa
Maximum effective tensile stress	0.25 MPa
Available shearing/sliding resultant	1.1

A contraction joint spacing of 20 m was adopted. This spacing was considered to be small enough to avoid thermal cracking as the RCC contained 75 kg/m³ of pozzolanic cement (about 20 % pozzolan) and 200 kg/m³ of crusher dust finer than the 75- μ m sieve. The joints were induced in the upstream and downstream third of the cross-section. In the central third, it was expected that the joint would be formed by the concrete volume changes during the cooling of the dam. At the upstream face, the joints were sealed using a double water-stop with a drainage hole between them.

An immersion-vibrated facing concrete zone at the upstream face was designed to control the dam leakage. The facing concrete was placed immediately before the

placement of the RCC. The interface between the facing concrete and the RCC was compacted to ensure the continuity of the two materials and to satisfy the strength requirements.

A-8.3. Construction

The RCC mixes were designed with a high fines content. The fines were produced using three plants with a maximum capacity of more than 200 tonne/hr.

The RCC was produced in a continuous concrete plant with 600 m³/h capacity. The immersion-vibrated concrete was produced in a concrete plant with 30 m³/h capacity. The RCC was transported mainly by dump trucks and was compacted with vibratory rollers in 400-mm layers. Truck mixers were used to transport the immersion-vibrated concrete.

The required permeability coefficient for the upstream concrete face was 10⁻¹² m/s. The actual test values ranged from 10⁻¹⁰ to 10⁻¹² m/s. The facing concrete thickness varied from 0.80 to 1.40 m and was designed assuming that it would take 50 years to reach total saturation of the impervious zone.

A limit of eight hours between placing layers was specified before construction joints treatment was required. Treatment between lifts in Zone I, the first upstream quarter of the cross-section length, was specified as a 20-mm layer of bedding concrete or 10 mm of mortar. The Contractor choose the latter. In Zone II (the rest of the cross-section) only air-water jet cleaning was required before the placement of the next layer.

An RCC density of 2650 kg/m³ could be achieved given the Relative Density of 2900 kg/m³ for the basalt aggregate and a water content of 100 kg/m³ in the RCC. During construction a minimum density of 2550 kg/m³ for the RCC was tolerated. The average of 842 samples was 2570 kg/m³.

The minimum required compressive strength was 8.5 MPa at 180 days, and the average values at 180 days ranged from 6.5 to 8.7 MPa, for mixes with 75 kg/m³ of cementitious material (310 samples). At one year the average values ranged from 7.9 to 11.9 MPa. The shear-friction analysis defined the parameters (required and obtained) shown in Table A-8.1.

Table A-8.1
In-situ shear strengths

Zone	Parameter	Average <i>in-situ</i> results	Required minimum value
I	Cohesion shear friction angle	1.35 MPa 54.9°	0.85 MPa 45°
II	Cohesion shear friction angle	1.10 MPa (*) 59.0° (*)	0.20 MPa 45°
Monolithic	Cohesion shear friction angle	0.94 MPa 60.4°	-

(*) Test Fill

A-8.4. Project cost

Two basic designs were available to the Contractors. Each Contractor could choose to bid on either a concrete-faced rock-fill dam or an RCC gravity dam. The lowest bid, as well as the second and the third, were for the RCC solution. The price of the RCC was approximately US\$ 21/m³.

A-8.5. Performance

During the 1995 winter (June) some cracks were observed in the upstream face. Prior to impoundment the cracks in upstream face were grouted or sealed. Cracks wider than 0.3 mm were grouted with epoxy resin and the remaining cracks thinner than 0.3 mm were sealed with an elastic epoxy seal. During the impoundment an inspection programme was implemented to check the seepage. Seepage was observed on the contraction joints. A remedial plan was developed in order to repair the main sources of leakage :

- Grout the drain between water-stops
- Drill new drains, and
- Make superficial repairs to the concrete.

A-8.6. References

1. FILHO, J.M., MARINO, M.A., LEVIS, P. and KRÜGER, D.A.V.
Jordão river diversion design
Proceedings of International Symposium on Roller-compacted concrete dams,
Santander, Spain, October 1995

APPENDIX B – LIST OF ALL RCC DAMS COMPLETED AND UNDER CONSTRUCTION AT THE END OF 2001

This list is reproduced from the Table “RCC Dams 2002” (author M.R.H. Dunstan) published in the Hydropower & Dams World Atlas & Industry Guide (Aqua~Media International).

By courtesy of the author and Hydropower & Dams.

RCC Dams, 2002

This class shows in data Tables are arranged according to the completion date for the RCC section of the project concerned. Only dams completed, under construction or due to begin RCC placement in 2002) with a height ≥ 15 m have been included. The key to the abbreviations used in the Table is given below. All dams are of the gravity type except those marked [R-F], [R-C] and [RCH], which are buttress, arch-gravity and this arch dams, respectively.

Project
 P: Flood control
 G: Groundwater recharge
 H: Hydro-power
 I: Irrigation
 L: Low-head hydro-power
 N: Navigation
 R: Recreation
 W: Water supply

Financing method
 1: Support by
 2: Traditional concrete against framework
 3: Traditional concrete against framework with external generative
 4: RCC against framework
 5: RCC against framework with external generative
 6: Traditional concrete against present concrete piers

Owner
 Ministry of Energy
 Ministry of Construction
 US Army Corps of Engineers
 Kibiko Gold Mine Ltd.
 Exxon Company, Intertec, Texas
 Wabash Municipal Utility
 Douglas County
 Junta de Andalucía
 Italian County, Pagan Province
 Kvaerner and Water Supply Commission of Tanzania
 Ministry of Construction
 Village of Enfield
 South Jersey DP&C and Hatteras Water Company
 Department of Water Affairs & Forestry
 SRI (Societate de Recreatie Hidro) (Hidro)
 Department of Water Affairs & Forestry
 Department of Water Affairs & Forestry
 Societate de Agriculturi y Recreatie Hidro (SARH)
 Phelps Dodge Mexico Inc. & Sinaloa Metal Mining

Country
 Kazakhstan
 Japan
 USA
 USA
 Australia
 USA
 USA
 USA
 Spain
 Spain
 China
 Australia
 Japan
 USA
 USA
 South Africa
 Brazil
 Ethiopia
 South Africa
 South Africa
 Mexico
 USA

Project
 6: Traditional concrete against present concrete piers with generative
 7: RCC against present concrete piers
 8: RCC against present concrete piers with external generative
 9: RCC against present concrete piers with external generative
 10: RCC against present concrete piers with external generative
 11: Traditional concrete against present concrete piers

Construction date
 Start: Project
 End: Project

Dimensions
 Height (m): Project
 Length (m): Project
 RCC Total: Project

Volume
 RCC Total: Project

Feetings
 Upstream: Type, Steps
 Downstream: Type, Steps
 Spillway: Type, Steps
 Levee: Type, Steps
 Piers: Type, Steps
 Concentration material: Project

Problems
 C: High-level flyash (ASTM Class C)
 F: Low-level flyash (ASTM Class F)
 M: Mild sand
 N: Natural procedure (ASTM Class N) with or without flyash and slag
 S: Greenwich-granulated blast-furnace slag

Name	Country	Owner	Project	River	Capacity (m ³ /s)	Construction date	Dimensions	Volume	Feetings	Problems							
						Start	Finish	Height (m)	RCC Total	Upstream	Downstream	Spillway	Levee	Piers	Concentration material		
						Project	Project	100	1000	Type	Type	Type	Type	Type	Project		
Bechtelen	Kazakhstan	Ministry of Energy	H	Irtys	30 000	05/95	08/97	99	450	307	008	V	119	0	0	0	
Bhimgwara	Japan	Ministry of Construction	H	Shiragi	21	09/76	10/78	64.80	05.81	9	240	105	317	V	0	0	0
Willow Creek	USA	US Army Corps of Engineers	H	Willow Creek	17	11/81	04/82	09.82	00.83	52	245	211	210	V	0	0	0
Copperfield	Australia	Kibiko Gold Mine Ltd.	H	Copperfield	28	12/85	05/84	09.84	00.84	48	240	148	158	V	0	0	0
Middle Fork	USA	Exxon Company, Intertec, Texas	H	Middle Fork	1	05/84	07/84	09.84	11.84	38	125	42	43	V	0	0	0
Wabash	USA	Wabash Municipal Utility	H	Upper Wabash Creek	2	06/84	08/84	11.84	13.83	23	303	24	27	V	0	0	0
Garcivils	USA	Douglas County	H	Coe Creek	52	07/84	05/85	03.85	10.85	58	290	164	176	V	0	0	0
Castellón de los Arzobis	Spain	Junta de Andalucía	H	Cuba	1	07/84	09/85	10.85	12.85	25	124	14	28	V	0	0	0
Kingdon	China	Italian County, Pagan Province	H	Pingjiang	27	11/84	11/85	04.86	11.86	37	123	43	42	V	0	0	0
Oughloun	Australia	Kvaerner and Water Supply Commission of Tanzania	H	Coal	13	01/86	04/86	06.86	08.86	25	247	22	24	V	0	0	0
Tanigawa	Japan	Ministry of Construction	H	Tama	264	08/80	08/83	07.86	12.86	188	441	172	1158	V	0	0	0
Greenhorn Canyon	USA	Village of Enfield	H	Greenhorn	2	09/85	05/86	07.86	10.86	42	472	88	98	V	0	0	0
Montclair	USA	South Jersey DP&C and Hatteras Water Company	H	Watauga	27	03/85	03/86	03.86	11.86	48	870	219	232	V	0	0	0
De Mier Kruid	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	H	Licks Fish	4	09/84	05/86	08.86	10.87	38	200	35	35	V	0	0	0
Saco de Serra (Bela)	Brazil	SRI (Societate de Recreatie Hidro) (Hidro)	H	Garcena	83	07/85	07/86	10.86	09.87	58	230	152	140	V	0	0	0
Araber	Ethiopia	Department of Water Affairs & Forestry	H	Orbiana	184	09/85	03/86	11.86	07.87	38	409*	108	142	V	0	0	0
Zambark	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	H	Mang	180	03/83	13/83	03.87	08.88	47	327	97	114	V	0	0	0
La Macarena	Mexico	Societate de Agriculturi y Recreatie Hidro (SARH)	H	Ixtarla	1	11/86	03/87	03.87	07.87	36	150	28	38	V	0	0	0
Lower Chase Creek	USA	Phelps Dodge Mexico Inc. & Sinaloa Metal Mining	H	Lower Chase Creek	1	05/87	05/87	06.87	07.87	28	122	14	22	V	0	0	0

Name	Country	Owner	Project	River	River capacity (m ³ /d)	Construction Area			Dimensions			Volume			Footings			Placement						
						Start Project	Start REC	Finish REC	Height (m)	Length (m)	Width (m)	Total (m ³)	Upraman Shape	Upraman Type	Downman Shape	Downman Type	Spillway Shape	Spillway Type	Layers (mm)	Lifts (mm)	Concrete (m ³)	Preclude (m ³)		
Upper Stillwater	USA	Central Utah Water Conservancy District	W-1	Bank Creek	37	1283	6000	6035	12.87	91	415	1129	1281	V	0.50	0.52	0.44	0.17	0.16	300	300	79	131	0
Las Manadas	Spain	Consolidación Hidrográfica del Tago	W	Manadas	2	6838	6207	1435	12.87	28	208	22	26	V	(11.0)	0.78	0.59	0.60	0.49	300	300	80	140	0
Las Olivizas	France	Departement de l'Hérault	F	La Peyrie	4	6838	12366	1837	83.98	36	255	86	85	V	0.11	0.75	0.61	0.75	0.17*	300	300	8	130	0
Elb Creek (on Island)	USA	US Army Corps of Engineers	F	Elb Creek	15	6335	8437	6935	-	35	365	298	348	V	0.11	0.80	0.64	0.80	0.12	150	600	70	35	0
Mano	Japan	Fukushima-ken	FW1	Mano	36	1230	8333	6538	83.98	99	258	184	219	V	0.11	0.80	0.11	0.80	0.11	100	300	96	28	0
Ain al Khorin	Morocco	Direction des Aménagements Hydrologiques	I	Ainrach	1	6837	6907	6238	83.98	26	124	27	30	R,28	0.59*	0.28	0.15	0.28	0.15	500	350	70	30	0
Shimotegawa	Japan	Yamaguchi-ken	FI	Shimotegawa	5	1834	3035	6638	84.98	35	367	142	314	V	0.11	0.80	0.11	0.80	0.11	150-	300	96	34	0
Santa Eugenia	Spain	Sociedad Española de Estudios Hidráulicos S.A.	H	Santa Eugenia	17	6537	6637	6638	16.08	84	298	223	234	R,08	0.18	0.78	0.59	0.78	0.18	200	250	88	132	0
Asahi-Ogawa	Japan	Tochigi-ken	IF	Ogawa	5	6330	6336	6638	86.98	84	268	268	281	V	0.11	0.80	0.11	0.80	0.11	100	300	86	34	0
Sturgeon	USA	Upper Yampa Water Conservancy District	IFPFR	Sturgeon	42	6637	6638	6738	13.98	46	116	34	39	V	0.11	0.80	0.19*	0.80	0.19*	300	300	71	71	0
Pelici	Japan	Hokkaido Development Bureau	IF1	Shibetsubo-ohkawa	16	1832	6734	6838	16.91	40	719*	183	380	V	0.11	0.80	0.11	0.80	0.11	250	750	84	36	0
Yabuki	Kanazawa	Sanin Inland Water Authority (ISMAI) Type Ia bank	H	Isa	8	6338	6336	1838	16.92	23	18	14	17	-	-	-	-	-	300	800	128	8	0	
Beridre	Morocco	Direction des Aménagements Hydrologiques	IFP	Beridre	3	6537	6937	1838	12.98	34	125	25	27	R,48	0.79*	0.48	0.79*	0.48	0.79*	400	400	108	8	0
Namun	Japan	San Inland Water Conservancy	IFP	Namun	17	6338	6336	1838	12.98	72	122	118	300	V	0.11	0.78	0.11	0.78	0.11	200	700	76	42	0
Kerfjörður	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	W	Ratopad	117	6438	6336	1138	86.98	30	208	45	39	V	0.11	0.68	0.59	0.60	0.19*	200	250	61	142	0
Los Caschales	Spain	Consolidación Hidrográfica del Guadiana	IFW	Licera	15	6538	6738	1138	83.98	32	248	25	24	V	0.18	0.58	0.59	0.59	0.17*	250	250	84	156	0
Ungava-1	Argentina	Electricidad Mission S.A.	H	Ungava-1	1175	1835	6438	6438	-	77	687	298	626	V	0.18	0.80	0.17	0.80	0.17	400	400	60	8	0
Shay - spillway (new S.W. Frame)	USA	Colorado River Municipal Water District	W	Colorado Water District	300	6537	6336	6438	81.98	31	170	88	138	V	0.13	0.80	0.17	0.80	0.17	300	300	125	62	0
Togo-Is	Kanazawa	RESOL - Togo Is Branch	H	Isa	2	6838	6638	6538	12.98	34	66	13	26	-	-	-	-	-	300	800	128	8	0	
Springs	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	I	Hoos	64	6338	6938	6638	13.98	35	198	37	36	V	0.11	0.78	0.03	0.78	0.03	200	250	91	92	0
Rough	China	Department of Water Resources & Hydropower	IF	Dalongpo	19	6438	1138	6738	86.91	33	136	81	74	V	0.17	0.78	0.03	0.68	0.11	300	300	80	140	0
Wright's Basin	Australia	Australian Capital Territory Government	F	Point Hill Creek	1	6338	6639	6638	16.98	38	86	9	9	V	0.17	1.00	0.03	1.00	0.15	300	300	145	75	0
Longman	China	Dehui County, Fujian Province	IFW	Duchang	25	1235	1237	6638	86.98	56	158	71	83	V	0.12	0.75	0.03	0.75	0.03	300	300	72	82	0
Woburn (old)	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	W	Great Bank	34	1137	3038	6638	13.98	70	268	188	210	V	0.11	0.80	0.19*	0.80	0.19*	200	250	88	136	0
Mansel replacement	USA	Portland General Electric	H	Manly	-	6838	6939	1838	16.98	37	58	7	9	V	0.11	0.80	0.19*	0.80	0.19*	100	600	70	109	0
Taklamay	Kyrgyzstan	Ministry of Power Industry	IF	Maya	140	62	6337	1238	12.98	35	128	108	1300	V	0.11	0.78	0.11	0.78	0.11	400	400	80	30	0
Tongjiesi	China	Department of Hydroelectric Power, Sichuan Province	IFP1	Dujiang	200	6335	3036	1238	16.94	86	234	487	653	V	0.11	0.75	0.03	0.75	0.03	200-	500	79	79	0

Name	Country	Owner	Purpose	River	Reservoir capacity (M³)	Construction dates			Dimensions		Volume		Filling			Precipitation								
						Start	End	Final	Height	Length	RCC	Total	Upstream	Downstream	Spillway	Layers	Lifts	Concrete	Procedures					
					Project	RCC	Project	Final	met	km	m³	m³	Type	Shape	Type	Type	Type	(mm)	(mm)	(Mg/m ²)	(Mg/m ²)			
Populacion	China	Bureau of Population Control Works	WFI	Luanhe	18	86387	08/89	12/99	12/94	25	277	17	25	V	03	0.66	01P*	aperture	300	308	95	68	01	
Deshiseguna	Japan	Osumi-ken	FW	Kobun	9	83366	06/88	81/90	05/92	79	580	867	346	V	03	0.73	03	0.79	011	180	508	98	24	01
Quid Creek South	USA	Washington County Water Conservancy District	W	Quid Creek	18	82380	07/90	83/90	08/90	42	608	130	180	V	03	0.83	011	unders	300	308	88	33	01	
Tamboraq 172	China	Guizhou and Guangxi Hydrogen Department	MF	Nangangiang	26	81363	04/87	86/90	12/92	64	476	143	244	V	03	0.86	01P*	apert	111	250	258	79	78	01
Concepcion	Honduras	Servicio Autonomo Nacional Asesoria y Asesoramiento	W	Concepcion	35	12388	12/89	86/90	08/90	68	684	270	290	0.875	02	0.88	01P*	0.88	01P*	480	408	95	0	1+
Nyggelandsby	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	W	Kobone	94	87388	07/89	87/90	12/90	24	777	134	165	V	03	0.7	01P*	0.62	01P*	250	258	44	68	01
Ries	France	Etablissement de France	RIR	Ries	1	81380	06/90	87/90	03/91	28	388	41	48	V	02	0.66	04P*	0.68	04P*	300	308	8	129	01
Mazda	Spain	Dependencia Field de Alcala	W	Izozia and Izda	2	81389	11/89	88/90	11/91	55	182	80	98	0.85	03	0.75	01P*	0.75	01P*	200	308	65	109	01
Cordoba	Israel	CEMEX (Compania Empaque de Mitoz Ornit)	W	Cordoba	18	84380	07/90	89/90	02/91	28	160	16	22	0.18	03	0.88	01P*	0.88	01P*	300	308	16	18	01
Asahi	Japan	Hokkaido	FW	Asahi	8	87386	10/87	89/90	03/93	78	380	289	317	V	03	0.88	03	0.88	011	180	308	96	24	01
Amlicex	Mexico	Districion de Antraceno Hidrocarbon	RRE	O. Somo	118	83388	11/89	89/90	11/91	75	480	680	830	V	03	0.85	01P*	0.85	011	200	508	120	0	050
Hervis	Spain	Jerez de Extremadura	W	Hervis	1	81389	03/90	89/90	10/90	35	250	24	45	0.15	03	0.76	01P*	0.76	01P*	200	308	80	115	01
Fremont diversion	USA	United Water Conservancy District	G	Santa Clara		83380	07/90	89/90	-	17	580	181	110	V	03	0.88	01P*	0.88	01P*	300	308	120	83	01
Kamato	Japan	Yamagata ken	FW	Kamoyama	7	87386	07/88	10/90	08/93	64	277	136	207	V	03	0.73	03	0.73	011	138	738	98	24	01
Gao, Michiko	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	W	Ecca	3	83388	04/89	12/90	04/91	32	380	66	114	V	03	0.79	01P*	0.79	01P*	300	318	65	65	01
Theriva	South Africa	Ukhulu Irrigation Board	W	Milut	3	86390	10/90	12/90	02/91	17	135	36	17	V	03	0.88	01P*	0.88	011	170	178	38	87	08
Michigaki Auxiliary Spillway	USA	Transwest Valley Authority	R	Transwest	311	88389	07/90	82/91	04/92	17	427	79	79	0.28	01P*	0.66	01P*	0.68	01P*	300	608	30	119	01
Guamuliva	Israel	COGEM/COF	FW/RW	Guamuliva	2	87386	12/90	84/91	03/91	29	150	27	29	V	03	0.88	01P*	0.88	01P*	400	408	65	0	1+
Cordoba Negro	USA	City of Tomb or Catacombas	F	Cordoba Negro	-	16389	03/90	83/91	07/91	59	186	75	82	V	03	0.88	01P*	0.88	01P*	300	308	77	58	01
Midagura	Japan	Toyouka ken	FERW	Midai	48	83383	07/88	87/91	01/93	115	280	373	716	V	03	0.78	03	0.78	011	180	738	91	38	01
New Victoria	Australia	Water Authority of Western Australia	W	Manly Brook	18	88386	03/91	88/91	11/91	32	283	121	115	V	041	0.325	04P*	0.325	04P*	300	308	79	600	01
Burguillos del Cerro	Spain	Jerez de Extremadura	W	Ribera de los Mestas	3	12386	05/91	89/91	12/91	24	187	25	35	V	044	0.66	0.66	0.68	03P*	200	308	88	115	01
Viveros repletacion	USA	Upper Fremont Power Co., Michigan	W	West branch	13	84381	08/91	10/91	06/92	37	180	36	40	V	031	0.88	01P*	0.88	01P*	300	308	67	67	01
La Puella de Cordoba	Spain	Comunidad Hidrologica del Guadalquivir	I	Cordoba	74	83388	08/89	10/91	12/91	71	220	283	229	V	03	0.88	01P*	0.88	01P*	300	308	88	119	01
Balbo-Capella	Spain	Jerez de Andalucia	F	Balbo	1	83381	06/91	10/91	10/91	31	160	34	28	0.85	03	0.75	01P*	0.75	01P*	300	308	75	109	01
Chelidropogon	France	SAEPB	W	Lernette	1	84381	07/91	10/91	12/91	28	180	39	25	0.18	03	0.75	01P*	0.75	01P*	300	308	8	119	01
Balbo-Gale	Spain	Jerez de Andalucia	F	Balbo	1	87381	08/91	11/91	11/91	34	158	36	41	0.83	03	0.75	01P*	0.75	01P*	300	308	75	109	01
Midi	China	DWRBRI, Sichuan Province	FW	Haidangling	88	89387	03/88	12/91	09/92	27	141	260	410	V	03	0.88	03	0.88	011	300	308	115	48	01

Name	Country	Owner	Purpose	River	Reserve capacity (m ³ /day)	Construction date		Dimensions		Volume		Fencing			Phytocides									
						Start	End	Height (m)	Length (m)	RCC	Total	Upstream	Downstream	Sideway	Lays	Concentrations	Material							
						Project	RCC	Project	area	area	(m ³ x m)	Slope	Type	Slope	Type	area	(mg/L)	Procedure						
Sabijana (lower dam)	Japan	Tokyo Electric Power Co. Inc.	H	Kanab	11	18/98	05/99	12/91	11/92	364	273	480	990	8.18	0.1	8.88	0.1	8.88	0.1	290	758	91	38	0.1
Amatitlan I	Spain	Junta de Andalucía	F	Bédou	1	09/91	09/91	12/91	12/91	19	79	4	5	8.08	0.6	8.79	0.1P	8.79	0.1P	300	300	15	100	0.1
Caballar I	Spain	Junta de Andalucía	F	Bédou	1	09/91	09/91	12/91	12/91	16	98	6	7	8.05	0.6	8.79	0.1P	8.79	0.1P	300	300	15	100	0.1
Bébe-Pierre	Spain	Junta de Andalucía	F	Bédou	1	09/91	11/91	01/92	01/92	25	87	30	12	8.09	0.6	8.79	0.1P	8.79	0.1P	300	300	15	100	0.1
Yuanan	China	Guangxi Electric Power Bureau	HP	Huangshaba	2418	03/85	02/99	03/92	12/91	111	521	626	865	V	0.1	8.08	0.1P	8.08	0.1P	300	300	15	100	0.1
Alan Henry Spring	USA	Brown River Authority	W	Double Mountain Fork	148	03/91	12/91	04/92	-/92	25	44	21	23	V	0.01	1.16	0.71	0.69	0.1	300	300	139	58	0.1
Copacaba	Angola	Ministry of Energy and Oil of P. L. Ngabé	H	Kouassa	4799	02/87	10/89	05/92	12/91	110	120	797	1034	V	0.6	8.78	0.04	0.81	0.05	400	400	70	100	0.1
Shakou	China	Bureau of Electricity-Peoples Province	HP	Minggang	2168	03/87	10/90	05/92	03/93	301	791	680	1710	V	0.1	8.73	0.1	0.99	0.1	200	200	60	130	0.1
Town Wash (near San Wilford)	USA	Town of Manassas, Nevada	F	Town Wash	5	01/92	01/92	05/92	06/92	18	264	45	45	V	0.04	1.5	0.6	1.5	0.1P	200	200	187	71	0.1
Uchidar	Spain	Carbóns de Huelva S.A.	W	Alarcón	5	03/98	06/91	07/92	03/92	58	588	159	206	V	0.1	8.79	0.1P	8.79	0.1P	300	300	45	125	0.1
C.E. Sagrada Terany	USA	City of Lebanon Authority	W	MUD	4	09/91	06/92	07/92	-/92	40	213	49	70	V	0.6	8.88	0.71	8.88	0.71	300	300	19	34	0.1
Arizón	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	W	Hart	66	06/98	08/91	06/92	03/93	50	328	132	133	V	0.1	8.79	0.1P	8.79	0.1P	250	250	44	66	0.1
Zandf Canyon	Spain	Diputación Foral de Gipuzkoa	W	Arriola	3	16/91	06/92	06/92	02/94	58	288	130	115	8.05	0.6	8.78	0.1P	8.78	0.1P	300	300	45	135	0.1
Kowabé	USA	City of Kenosha, Wisconsin	F	Zandf	3	03/92	07/92	10/92	12/92	29	158	34	45	V	0.75	8.83	0.71	8.83	0.71	300	300	74	6	1.1
Batón Gargó	Australia	Water Resources Commission, Queensland	W	Kowabé Creek	13	03/92	06/92	10/92	12/92	26	298	84	110	V	0.1	8.78	0.1	8.78	0.1	300	300	82	107	0.1
Ryuzon	Australia	Ministry of Construction	FW	Isaac	28	07/92	09/92	11/92	12/92	26	285	44	68	V	0.6	8.88	0.1P	8.88	0.1P	300	300	65	6	1.1
Arizón	Japan	Direction des Atteignements Hydrologiques	W	Isaac	42	09/87	03/90	11/92	03/97	300	379P	521	836	V	0.1	8.88	0.1	8.88	0.1	150	796	91	39	0.1
Trigonal	Mexico	Comisión Nacional del Agua (CNA)	W	Isaac	7	07/98	06/90	11/92	12/92	17	297	182	200	8.28	0.6	8.88	0.1P	8.88	0.1P	300	318	184	49	0.1
Guangxi Power Station S. N. Corp.	China	Guangxi Power Station S. N. Corp.	H	Luxibei	17	12/98	10/91	12/92	10/93	44	153	32	56	V	0.1	8.78	0.1P	8.78	0.1P	300	300	62	106	0.1
Prata (1-3)	South Africa	Private farmer	I	Therow	1	-/90	01/91	12/92	-/92	17	78	3	5	V	0.5	8.58	0.58	8.58	0.58	150	150	70	100	0.1
Wai Tai	China	Wai Tai Country, Hong Kong	HP	Guangxiang	2218	11/84	12/90	-/92	06/94	49	164	156	211	V	0.1	8.88	0.1	8.88	0.1	300	300	65	105	0.1
Poit Saint	France	Electricité de France	H	Stannary	3300	07/98	07/92	02/93	03/94	46	748	250	410	V	0.11	8.88	0.06	8.88	0.06	300	300	8	130	0.1
Elmer Thomas - Sigsbee	USA	Elmer and Virginia Thomas, Department of the Interior	R	Lake Medicine Creek	18	02/92	01/95	03/93	03/93	34	128	29	34	V	0.1	8.64	0.1	8.64	0.1	300	300	49	68	0.1
Jiangling	China	Yunnan Province	HP	Huangshaba	189	07/98	10/91	03/93	07/93	60	228	182	247	V	0.1	8.79	0.1	8.79	0.1	300	300	70	88	0.1
Manabita (1-3)	Greece	Ministry of Agriculture	FW	Manabita	3	11/91	12/92	04/93	06/93	28	260	31	48	0.5	0.03	0.5	0.03	0.5	0.03	200	200	20	15	0.1
Poiting (1-3)	China	Department of Electricity, Guizhou Province	HP	Sheshaba	929	03/98	06/92	05/93	02/94	75	188	183	137	V	0.1	8.25	0.1	8.25	0.1	300	300	45	105	0.1

Name	Country	Owner	Project	River	Reversal capacity (m ³ /s) ¹	Construction dates		Dimensions		Volume		Energy		Placement		Comments							
						Start	Finish	Height (m)	Length (m)	BCC (m ³)	Total (m ³)	Upstream	Downstream	Spillway	Layers		Units	Percent					
			Project		BCC	BCC	Project	Int.	Int.	Int.	Int.	Stage	Stage	Type	Layer	Layer	Layer						
Isms of Khay	Mexico	Division des Aménagement Hydroélectriques	01	Oued Boud	11	0892	0793	04194	39	170	118	1.48	0.30	01	0.80	01P	308	300	20	0%			
Tappan	Japan	OKAYAMA-KAN	01P	Kaiwa	6	1009	18191	0793	03194	78	228	342	0.40	01	0.36	01	0.36	01	258	750	86	24	0%
Cover	Spain	Borobols, S.A.	01	Cover	41	0182	83193	0895	12195	49	609	208	221	01	0.122	01P*	308	300	78	138	0%		
Spring Indian	USA	Summit County	01	offstream	12	1092	03193	0893	081	74	302	222	222	01	0.40	01P	308	300	33	33	0%		
Hatchers	Japan	Ministry of Construction	01P	Ababa	60	0888	84198	0895	05196	83	325	228	588	01	0.15	01	0.15	01	158	750	84	36	0%
Hollen River NY1	USA	Bucks County	01	Mosman Creek	11	1192	84193	0895	081	21	308	28	28	01	0.40	01P	308	300	119	84	0%		
Shakung	China	Tongshan County, Fujian Province	01P	Touan	185	0891	11192	1096	12196	48	269	84	128	01	0.15	01P	308	300	58	80	0%		
Sierra River	Spain	Confederación Hidrográfica del Guadiana	1	Puerto	212	1290	86192	1195	12195	54	835	277	548	0.85	01P*	0.75	01P*	308	300	78	138	0%	
Kobara	Japan	Fukushima-ken	01P	Kobara	14	1019	03191	1295	03197	182	280	338	594	01	0.76	01	0.76	01	258	750	84	36	0%
Villavieja	France	DBF Ete et Village	01	Le Cambaie	7	0795	18193	1295	03194	18	147	11	11	01	0.76	01P	308	300	0	80	0%		
Vladivostok	Mexico	Estado de Sinaloa/Comisión Nacional del Agua	01	El Hoidal	182	1091	84193	1295	06194	58	807	117	184	01	0.80	01P*	308	300	108	188	0%		
Myranda	Japan	Myranda	01P	Myranda	5	0899	86198	1295	05197	48	256	172	288	0.8	01	0.80	01	188	280	86	24	0%	
Dapangsha	China	Hainan Provincial Electric Power Company (HPCO)	01P	Changshaqing	1730	0690	12191	1290	05196	48	827	485	827	01	0.15	01P	308	300	55	86	0%		
Sabla	Mexico	Sección de Antidrenajes Hidroeléctricos	01	Sabla	62	0592	11192	1295	05194	55	360	158	146	0.20	01	0.80	01P*	308	300	85	15	0%	
Pele Staff	Brazil	SUPERSEN	01	Taperah	76	1291	081	081	081	34	296	68	88	01	0.12	01P	308	300	0	128	0%		
Sep	France	SMDB	01	Sep	3	0893	89193	03194	03194	48	145	48	58	01	0.12	01P	308	300	0	128	0%		
Phk Min	Thailand	Electricity Generating Authority of Thailand	01	Min	-	0891	12193	05194	06194	28	325	48	58	01	0.30	01P	308	300	58	128	0%		
Huatai	Japan	Isuratsubo	01	Kawata	6	1290	11192	0594	03198	37	290	113	248	01	0.15	01	0.15	01	180	300	84	36	0%
Shanzhi	China	Department of Electricity, Fujian Province	01P	Beijiang	181	0892	11193	0594	06195	65	215	188	241	01	0.80	01P	308	300	65	125	0%		
San Lorenzo	Mexico	Comisión Nacional del Agua (CNA)	01P	San Lorenzo	11	1085	84194	0694	05194	38	176	35	51	01	0.80	01P*	308	300	108	228	0%		
Wanqiang ⁽¹⁾	China	Department of Water Resources, Hebei Province	01P	Tanghe	7	1091	18192	0694	12194	48	308	55	81	01	0.30	01	0.30	01	308	300	118	86	0%
Rosly Gulch	USA	Philip Dodge Corporation	01	Rosly Gulch	-	0894	83194	0694	07194	18	35	8	7	01	0.80	01P	308	300	108	8	0%		
San Rafael	Mexico	Comisión Federal de Electricidad	01	Santiago	11	1165	05194	0794	07194	48	308	65	118	01	0.66	01P*	308	300	98	18	0%		
Las Reforeras	Canada	Hydro-Quebec	01	Rio Ho	97	1092	86194	0894	05199	48	128	28	31	01	0.15	01P*	308	300	85	85	0%		
La Sables Propriat	France	CFE	01	Chantou	15	0885	84194	0894	12194	38	200	34	46	01	0.15	01P*	308	300	0	115	0%		
Lower Malungu	France	CFE	01	Unnamed creek	1	0294	86194	0894	11194	32	133	22	27	01	0.80	01P*	308	300	86	44	0%		
Levin Springs	Australia	NCT Electricity and Water	01	Unnamed creek	21	1095	18194	1094	081	31	300	27	28	01	0.15	01P*	408	400	88	34	0%		
Veiros Grande	Brazil	MRANSER	01	Coa do Manduca	126	0495	89193	1294	12194	32	360	71	71	01	0.15	01P*	408	400	88	34	0%		
Cerro do Manduca	Brazil	COBRAPAR	01	Periba	247	081	081	081	081	78	375	624	624	01	0.625	01	158	750	84	36	0%		
Acetil	Brazil	SEMAR	01P	Nitama	19	1187	11191	0295	03196	155	400	110	2081	0.85	01	0.625	01	158	750	84	36	0%	
Myagan	Japan	Ministry of Construction	01P	Nitama	19	1187	11191	0295	03196	155	400	110	2081	0.85	01	0.625	01	158	750	84	36	0%	

Name	Country	Owner	Project	River	Reservoir capacity (m ³ /d)	Construction data			Dimensions			Volume			Upstream			Downstream			Spillage			Placement			Concentration material		
						Start	End	Prevent	Height (m)	Length (m)	ROC	Total	Shape	Type	Slope	Type	Slope	Type	Shape	Type	Layers	Items	Items	Items	Items	Items	Items	Items	Items
Yoshida	Japan	Kyushu Ken	FW	Yoshida	2	0704	0703	0200	0300	70	218	140	200	V	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	200	200	84	26	0	
Chiba	Japan	Chiba Ken	FW	Tokaido	28	0709	0702	0400	0300	98	250	306	420	V	U	0.77	U	0.77	U	0.77	U	0.77	U	250	250	77	23	0	
Canon	Japan	Yamanashi Ken	W	San Gungo	69	0709	0504	0800	0600	91	118	87	43	U	U	0.10	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	300	300	84	16	0	
Chuzendaira	Japan	Akita Ken	FW	Mizus	12	0708	0702	0600	0600	85	206	141	181	V	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	250	250	81	29	0	
Xiao ⁽¹⁾	China	Shanghai Municipality	R11	Longshang	9	0805	1204	0700	1800	63	90	23	31	V	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	300	300	79	18	0	
Guanzhuo (Aichi-Singapore)	China	Beijing City, Liaoning Province	R11	Taishan	2170	0708	0701	0800	1400	82	868	128	190	V	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	270	270	81	29	0	
Saomang	Japan	Hokkaido Development Bureau	FW	Saomang	34	0207	0401	1800	0300	114	300	330	760	U	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	200	200	42	28	0	
Isaji	Mexico	Division des Aménagements Hydroélectriques	FW	Tajumulco	12	1100	0304	1800	0300	26	90	36	40	U	U	0.28	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	300	300	118	8	0	
New Potomac Lake	USA	City of Groby	W	Tributary of Groby	3	0500	0500	1100	1200	21	79	7	8	V	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	300	300	140	46	0	
Shidajiazui	Japan	Yamanashi Ken	FW	Shio	12	0500	0500	1100	0300	79	225	290	260	U	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	250	250	96	24	0	
Urayama	Japan	Water Resources Development Public	FW	Urayama	88	0708	1202	1200	0300	136	372	1284	1880	V	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	300	300	91	29	0	
Siluanian	China	Wuyang City, Hunan Province	FW	Gaobe	130	0700	0404	1200	0500	40	675	272	206	V	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	300	300	80	68	0	
Narano	Bombay	Sarvada Yashwantrao Chavan	W	Rio Grande	42	0800	0504	0800	0800	85	24	230	280	U	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	300	300	80	18	0	
Trevo	Brazil	Sarvada Yashwantrao Chavan	W	Sorido	49	0804	0704	0800	0800	85	24	230	280	U	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	300	300	80	18	0	
San Mateo ⁽²⁾	Costa	Ministry of Agriculture	FW	San Mateo	1	400	300	0800	0800	85	24	230	280	U	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	300	300	80	18	0	
Jardín	Brazil	COPEL, Companhia Paranaense de Energia	W	Jardín	110	0504	0100	0200	0600	85	24	230	280	U	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	0.65	U	300	300	80	18	0	
Pangor	Chile	Empresas Eléctricas del Sur	W	Pangor	175	0700	0100	0200	1200	113	418	678	740	V	U	0.74	U	0.74	U	0.74	U	0.74	U	400	400	68	17	0	
Loyal Road Band crossing Inchi	Aravali	Upper Parmanata River Catchment Trust	F	Daring Mills Creek	-	0800	1200	0400	0800	30	111	28	22	V	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	300	300	80	8	0	
Budong	China	Guangxi Electric Power Development Corporation	FW	Budong	69	0200	0700	0400	0800	28	240	62	80	V	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	300	300	79	18	0	
Shirogawa	Japan	Gumi-Ken	FW	Shirogawa	9	0504	0500	0500	0300	80	338	308	480	V	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	250	250	84	26	0	
Big Bayou	USA	Compton-Beckwith Big Bayou Imp. Authority	W	Big Bayou Creek	66	1804	0200	0600	0600	27	427	72	74	V	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	300	300	42	42	0	
Higashi	Japan	Water Resources Development Bureau	FW	Kanawa	66	0304	0700	0300	0300	70	418	488	680	V	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	0.80	U	200	200	84	26	0	
Isopagan	Spain	Comisión Hidrográfica del Regener	F	Isopagan	15	1804	0200	0600	1200	28	290	137	140	U	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	300	300	77	23	0	
Grand Falls spillway	Canada	Albion-Pike Inc.	W	Grand Falls	0800	0800	0800	1200	1200	15	180	7	11	V	U	0.67	U	0.67	U	0.67	U	0.67	U	200	200	138	15	0	
Mansheng	China	State Water Resources Administration	W	Mansheng	99	0802	0100	1200	0800	77	357	78	136	V	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	300	300	80	18	0	
Tomitate	Japan	Water Resources Development Public Corporation	FW	Tomitate	31	0800	0204	0200	0300	111	250	488	480	V	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	0.78	U	250	250	84	26	0	
Phatayayai	Greenland	Public Power Corporation (PPC)	W	Phatayayai	84	0808	0500	0300	0600	85	305	428	440	U	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	0.75	U	300	300	90	22	0	

Name	Country	Owner	Project	River	Revenue capacity (m ³ /s)	Construction data				Dimensions		Volume		Feasibility			Placements									
						Start	End	REC	Project	Height (m)	Length (m)	BCC (m ³ /s)	Total (m ³ /s)	Upstream	Downstream	Spillway	Lifts	Concrete	Provision							
			Project	REC	Project	Start	End	REC	Project	Height (m)	Length (m)	BCC (m ³ /s)	Total (m ³ /s)	Type	Steps	Type	Steps	Type	Steps	Flow (m ³ /s)	Flow (m ³ /s)	Flow (m ³ /s)				
Wangqiao	China	Dept of Water Conservancy and Hydropower	HE	Dabait	15	8430	01/95	8537	8736	65	386	200	415	V	03	0	0	0	0	0	200	308	64	98	01	
Quesles y Val	Spain	Comunidad Hidrográfica del Ebro	F	Val	20	8130	03/95	8037	12/95	82	379	480	839	V	03	0	0	0	0	0	200	308	80	145	01	
Atenas	Spain	Comunidad Hidrográfica del Tago	I	Sotelo	35	8736	03/97	8737	30/97	45	184	65	75	V	05	0	0	0	0	0	200	308	37	115	01	
Tokushima	Japan	Hidráulica Development	FWH	Sonoh	108	16798	06/92	17197	06/90	50	445	327	415	0.86	03	0	0	0	0	0	250	758	84	36	01	
Kanagawa	Japan	Tokyo Electric Power Co. Inc.	H	Tachikawa	12	11392	06/95	11397	11/90	305	284	426	622	V	03	0	0	0	0	0	170	1880	91	39	01	
Gabriel (Gabriel Pimentel) The Hawk	South Africa	Department of Water Affairs & Forestry	F	RDP	128	84394	05/95	8837	05/95	35	486	76	156	V	03	0	0	0	0	0	200	308	46	305	05	
Stamper	USA	City of Buffalo	W	South Fork Chua Creek	3	8336	10/96	8337	-97	41	176	42	68	V	03	0	0	0	0	0	200	308	38	83	01	
Changping	China	Department of Planning, Dept. Energy, Compulsory Project	HE	Mirshu	90	8130	05/96	10397	12/97	52	221	113	172	V	05	0	0	0	0	0	200	308	90	110	01	
Shimabara	Australia	Cadis Holdings Pty. Ltd.	W	Callangong Creek	4	11396	05/97	12397	05/96	45	256	114	125	V	03	0	0	0	0	0	200	308	13	78	01	
Tandaban	China	Fuling Region, Chongqing	HE	Longhe	100	12392	04/94	12397	12/95	85	481	335	371	V	03	0	0	0	0	0	200	308	60	99	01	
Rio de Prata	Brazil	Department of Water Resources, Hydro Project	HE	Do Prata	809	11392	12/90	12397	-98	75	181	180	300	V	03	0	0	0	0	0	200	308	13	78	01	
Bole Jardim	Brazil	ENGECS (Emp. Nacional de Obras Camara de Nivel)	HE	Bole Jardim	2	8236	12/96	12397	-98	20	180	20	34	V	03	0	0	0	0	0	200	308	120	0	11	
Comendador de Mendonça (M1)	Dominican Republic	INREH	HE	M1	37	8530	08/96	-97	-98	43	420	81	95	V	03	0	0	0	0	0	200	308	67	17	05	
Rosendo	Mexico	Dirección de Aprovechamientos Hidroeléctricos	HE	M1	8	8730	02/96	8336	06/96	20	254	130	155	0.28	03	0	0	0	0	0	200	308	80.8	0	11	
Hayashita	Japan	Frato-Ko	FW	Sea	26	8330	03/96	8336	09/95	60	173	188	218	0.28	05	0	0	0	0	0	200	308	180	0	11	
São Carlos	Brazil	COPEL (Companhia Paranaense de Energia)	FWH	Itaipu	17	8330	03/95	8636	03/90	74	333	141	325	0.28	03	0	0	0	0	0	250	758	34	36	01	
Val de Jerez	Brazil	COBRAN (Companhia Brasileira de Energia)	W	Itaipu	3688	8236	01/96	8736	12/96	67	1083	912	1418	V	03	0	0	0	0	0	200	308	80	28	01	
Gama	Japan	Ministry of Construction	FWH	Itaipu	24	8737	11/97	8736	12/96	37	673	69	95	V	03	0	0	0	0	0	200	308	60	38	01	
Pain Forest	USA	Indianapolis Authority, City of Indianapolis	W	WMA Creek	65	8838	06/94	10396	03/81	123	383	311	1360	V	03	0	0	0	0	0	250	758	91	38	01	
Yungui S2	China	Heping Hydropower Development Corporation	FWH	Nanzhi	2	8836	05/97	10396	12/96	49	616	281	265	V	05	0	0	0	0	0	200	308	28	4	01	
Arandaha	Brazil	ENGECS (Emp. Nacional de Obras Camara de Nivel)	FWH	Capitania	68	8536	10/97	10396	09/99	87	198	170	240	V	03	0	0	0	0	0	200	308	80	98	01	
Rath	Spain	Comunidad Hidrográfica del Ebro	FWH	Rath	288	8736	11/96	10396	-98	65	882	472	800	V	02	0	0	0	0	0	200	308	64	16	05	
Huzan	China	Valin Electricity Company	FW	Rath	482	8130	10/95	12396	01/80	99	638	880	1816	0.13	03	0	0	0	0	0	200	308	70	130	01	
Bob Linn	Mexico	Dirección de Aprovechamientos Hidroeléctricos	W	Desuchon	624	8136	06/96	12396	05/90	85	173	240	290	0.28	03	0	0	0	0	0	200	308	34	98	01	
Frente N2	China	Department of Water Resources, Shuang Province	FWH	Frente	37	8137	02/96	8236	03/90	54	118	45	50	V	05	0	0	0	0	0	200	308	65	15	05	
					158	11396	08/98	8336	06/80	88	228	262	448	V	03	0	0	0	0	0	200	308	127	304	34	01

Name	Country	Owner	Purpose	River	Reservoir capacity (m ³ /d)		Construction date		Dimensions		Volume		Flowing		Placement		Construction material								
					Project	Start	Project	Finish	Height (m)	Length (m)	BCC	Total	Upstream	Downstream	Spillway	Layers	Leak	Concrete	Permeable						
Beigang	China	China Hydropower Corporation	RRPP	Lumbini	1741	07/95	18/96	04/99	12/98	131	377	1300	1348	V	175	0.80	01*	300	3000	87	137	05	64	46	56187
Keangone (1st Stage)	China	Hidang Electricity Corporation	WR	Haidaku	21	00/97	01/98	04/99	08/99	38	211	44	75	V	01	0.53	01B	300	2000	88	108	05			
Takli	CHINA	Government of Eritrea	N	Takli	14	11/86	02/98	05/99	08/99	73	261	107	218	V	01	0.80	01*	310	330	119	85	05			
Changshan	China	Department of Water Resources, Hebei Province	WR	Yuyang	88	-78	03/97	06/99	05/00	67	279	179	208	V	07	0.74	07*	300	8000	174	39	07			
Melambano	Indonesia	P.T. Iain	N	Larawa	31	10/83	04/98	06/99	03/00	99	311	346	358	V	02	0.80	01	420	620	81	34	07			
Debrecho	Brazil	COBRAN (Companhia Brasileira de Saneamento)		Ayres Buzati	6	-78	08/98	07/99	-86	28	210	68	78	V	11*	0.52*		300	380	72	18	04			
Zija	Bosnia Herzegovina	Department of Water Resources and Hydropower	N	Nizakba	28	04/88	18/98	08/99	07/00	18	130	44		V	01	0.80	03P*	300	380						
Baraba	China	Enterprise of Electric Power Yuhai Powerstation	PRB	Dabaguo	180	00/86	04/97	00/99	12/00	18	823	111	803	V	01	0.70	01	300	380	72	18	07			
Reid	Brazil	Empresa de Eletricidade Vale Paranaíba	N	Itapocuma		04/88	-88	09/99	-86	37	212	45	75		01	01*		300	380	38	46	05			
Sagari	Turkey	Department of Water Resources, Konya	N	Glovan Creek	9	01/88	02/98	10/99	10/99	28	82	55	68	V	07	0.80	07	300	380	58	108	05			
Harand Creek Canyon Delta Dam	USA	ERE Electricity Co.	P	Harand Creek	-	00/89	13/98	11/99	01/00	18	46	3	3	V				300	380	808	84	05			
Huangpi (1st)	China	City of Cantabria	N	Saldaña	3	10/87	07/98	11/99	12/99	55	244	71	77	V	01*	0.50	01	300	3000	54	89	05			
Nagahama	Japan	Ministry of Construction	S	Oni	1	05/87	04/98	12/99	08/00	33	127	25	55	3.2	1.28			250	580	48	26	05			
Las Blancas	Mexico	CNA (Comisión Nacional del Agua)	I	Alamos & Sosa	124	00/88	03/98	12/99	11/00	28	2783	221	316	V	01	0.75	01	300	380	100	108	07			
Pinto-Novo	Brazil	CERED (Companhia de Engenharia de Rodovias)	N	Itapocuma	38	05/88	07/98	12/99	02/00	28	266	98	105		01	01*		300	380	88	26	04			
Gulistan - Anadol	Brazil	Reljez Mining-Sources	N	Pratizaba	12	-97	-86	-78	-86	41	143	23	72	V	01*	0.75	03P*	300	380	108	44	11			
Redland Creek	USA	Source Reservoirs Construction Service	P	Richard Creek	1	10/88	08/98	-78	-86	18	130	7	7	V	01	0.75		300	380	125	108	05			
Guchoubu	China	Yuhai Powerstation	RRP	Qingyang	438	10/86	13/98	02/00	01/01	57	388	352	798	V	09	0.75	01	300	380	111	88	91			
Kobongwa	Japan	Hydropower for Chemical Corp Toyahashi	PRB	Kobono	11	05/85	04/98	04/00	05/00	95	253	177	472	V	01	0.76	01	250	750	64	36	07			
Obongang	Japan	Sumitomo	RR	Sain	39	03/83	04/98	04/00	05/00	77	334	264	339	V	01	0.79	01	250	750	84	36	07			
Tout Creek	USA	Paul Mills	N	Tout Creek	1	00/89	04/98	04/00	07/00	31	36	8	18	V	01	0.80	01*	300	380	105	8	11			
Ben Hassan	Algeria	Agricole Nationale des Barrages	RI	El Kahr	90	01/85	18/98	07/00	12/00	118	714	1090	1908	V	01	0.80	01*	300	380	82	140	05			
Dejara	Japan	Ministry of Construction	RRP	On	36	02/83	13/98	07/00	03/02	114	328	806	695	V	01	0.77	01	250	750	91	39	07			
Sidi-el-gha	Algeria	Ministry of Agriculture	I	Mija	30	01/84	07/97	08/00	05/00	68	325	360	488	V	01	0.81	01	250	750	91	39	07			
Pjajatic Canyon	USA	US Dept of Energy, San Antonio Lab (US Army Corps of Engineers)	P	Pjajatic	8	00/80	07/98	08/00	08/00	38	112	48	48	V	11*	0.9	01*	300	380	148	8	11			
Pons II	Colombia	Empresas Públicas de Medellín	N	Pons	211	11/84	12/98	00/00	01/01	123	425	1365	1445	0.30	0.14	0.35	04P*	300	380	102	88	08			
Toural-2nd Phase	Brazil	Eletronor SA	N	Toural	65/88	06/98	09/00	19/05	78	1541	78	8008			01	01*		300	380	78	26	08			
Iyaba	South Africa	Department of Water Affairs and Forestry	N	Mietze	123	01/86	06/97	10/00	12/04	57	350	368	318	V	01	0.68	01	250	250	68	128	07			

State	Country	Owner	Purpose	River	Reservoir capacity (MCM)	Construction data			Dimensions			Volume			Facings			Placement			Construction material				
						Start	BOC	BOC	Final	BOC	Total	Height (m)	Length (m)	Area (MCM)	Upstream	Downstream	Subway	Layers	Lifts	Concrete	Reinforced				
						Project	BOC	BOC	Project	Start	End	BOC	Total	Shape	Type	Shape	Type	Shape	Type	Shape	Type	(M ³)	(M ³)		
Dona Francisca	Brazil	Dona Francisca Engenharia SA	H	Itaici	155	88/98	06/99	10/98	12/90	65	678	465	665	03	03*	03*	03*	11*	300	308	72	18	03		
Ueno	Japan	Tokyo Electric Power Company	H	Itaya	18	83/97	07/99	12/96	06/85	129	598	269	729	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Tanana	India	Indian Utility, Andhra Pradesh, Ministry of Power & Incharge	I	Wada of Han	17	82/98	12/99	12/88	09/81	60	276	280	250	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Sanita Cruz do Apodi	Brazil	ENDESA (Empresaria Nacional de Energia S.A.)	POWER		-08	-08	-08	-08	-08	28	1488	1823													
Pei Fui	Iran	Rohmanan Province Power & Water Authority	H	Karkab	28	82/98	07/99	-00	-02	15	388	130	279	-	-	-	-	03	03	03	03	03	03	03	
Shanlan S75	China	Shanxi Province Department of Electricity	H	Da'nanba (Kuangling)	47	85/99	02/00	81/91	03/81	27	178	186	127	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
R'wil	Tanzania	Ministry of Agriculture	I	R'wil	44	88/99	10/00	88/91	11/81	18	288	44	388	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Shapel (1)	China	Department of Electricity, Ala State, Sichuan Province	H	Cangde	18	86/97	05/99	86/91	07/82	129	258	265	292	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Longshan (2)	China	Department of Electricity, Guilin Province	H	Heibe	13	84/99	05/00	86/91	09/81	80	217	190	308	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Shimozai (1)	China	Shanxi Province, Shanxi Administration Region	POWER	Taohu	88	10/98	08/99	86/91	12/81	308	178	188	216	0.122	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
North Fork Hughton River	USA	USDA National Resources Conservation Service	POWER	North Fork Hughton	1488	87/99	03/04	87/91	-06	26	288	45	65	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Dachuan	China	Department of Electricity, Yunnan Province	H	Lancangling	98	10/97	12/98	10/91	07/82	111	487	737	1127	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Chubets	Japan	Hokkaido Development Bureau	POWER	Chubets	97	83/84	09/97	10/91	03/83	86	288	485	988	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Costa Brava	Brazil	Companhia Energetica Mineopol (Financiada Oprel)	H	Tourinho	88/99	02/00	10/91	03/82	65	818	880	778													
Machuzaine	China	Department of Electricity, Fujian Province	POWER	Daqingling	204	84/88	12/98	11/91	04/82	111	318	540	648	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Caratula	Brazil	ENDESA/Marin Garcia	POWER	Cangulha	888	10/99	-08	12/91	-02	68	688	880	1058	03	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	
Lopado	Brazil	Ironstone (Financiada)	H	Tourinho	87/98	06/04	12/91	12/82	43	2188	218	1338													
Ubatu	Brazil	ENDESA (Empresaria Nacional de Energia S.A.)	POWER		-08	-08	-08	-08	-08	42	2588	835													
Errebo	Brazil	COMDER	POWER	Riacho Preto Comprido	-07	-08	-08	-08	-08	22	388	12	15	03	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	03*	
Hidong	China	Electricity Corporation, Yang	POWER	Hidong	58	11/98	06/99	81/92	12/82	39	244	43	72	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Mar Sasi	Thailand	Royal Irrigation Department	I	Mar Sasi	77	11/99	10/00	81/92	07/82	89	548	388	358	8.13	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Hunting Run	USA	Spokane County	H	Hunting Run	2	83/86	02/04	81/82	-02	25	728	188	88	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Pelou Blanc	Costa Rica	ICE (Instituto Costarricense de Electricidad)	H	Pelou Blanc	2	84/86	07/04	81/82	07/82	48	21	120	178	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
La Colaba	Bolivia	Provincia del Departamento de Santa Cruz	I	Comarapa	18	88/88	08/04	82/82	06/82	52	134	72	77	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Wala	India	Tamil Nadu Government, Min. of Water and Irrigation	G	Wala	8	81/89	10/00	84/82	04/83	32	388	248	288	8.38	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Mid 1	Colombia	Isagen S.A. S.S.P. - Hidroanal S.A. S.S.P.	H	La Sola	565	12/97	04/00	83/82	03/82	188	347	1688	1738	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Karab	Japan	Ichihara-ken	POWER	Dairabai	25	11/98	04/00	86/82	05/84	78	288	188	278	V	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03

Name	Country	Owner	Project	River	Reservoir capacity (M ³ /d)	Construction dates		Dimensions		Volumes		Fittings		Placement		Construction material										
						Start	Finish	Height (m)	Length (m)	BCC	Total	Upstream	Downstream	Spillway	Layers	U/s	Downstream	Concrete	Reinforced							
			Project	BCC	Project	Start	BCC	Project	Start	Finish	Height (m)	Length (m)	BCC	Total	Upstream	Downstream	Spillway	Layers	U/s	Downstream	Concrete	Reinforced				
Majda	Jordan	Jordan Valley Authority Ministry of Water and Irrigation	15	Majda	23	01/99	01/00	01/02	01/00	61	200	120		0.00	01*	0.00	01*	0.00	C/P	300	300	85	0	0	0	
Kayama	Japan	Shiga Prefecture	17	Ohara	17	11/94	09/08	12/02	09/09	49	462	279	101		V	01	0.76	01	0.76	01	210	790	14	40	00	
Berakdarya	Russia	RAO "SLS RUSSEIA"	21	Berak	21	08/76	01/92	-02	-94	136	714	3200	2500		V	01	0.70	01	0.70	01	300	300	95	110	25	08
Falunba-Ain	Japan	Falunba-Ain Corporation of Inaga Development, Kagawa County	3	Falun	3	05/00	04/08	-02	-03	95	225	115	201		V	01	0.80	01	0.80	01	250	790	14	26	07	
Yangshida (Y)	China	Yangshida (Y) Corporation of Electricity Development of Shanxi	18	Wusha	18	12/00	10/00	-02	04/00	82	244	241	348		V	01	0.70	021	0.70	021	300	300	80	0	0	
Lalabank (L)	China	Lalabank (L) Corporation of Electricity Development of Shanxi	14/70	Lalabank	14/70	12/99	11/00	-02	-03	108	311	229	295		V	01	0.76	01*		300	3000					
Elmorebank	USA	New Jersey County Water Authority	30	Elmorebank	30	06/01	02/02	01/03	04/05	94	776	879	1158		V	01	0.80	01*	0.80	C/P	300	300	74	125	07	
Sak-Said	Mexico	Division de Asesoramiento Hidroeléctrico	480	Molokpa	480	02/01	10/02	04/03	12/00	128	600	600	668		V	01	0.60	01*	0.60	C/P	300	300	65	13	08	
Franklin Lake	USA	Franklin Trail Regional Water Authority	94	Deep	94	06/01	09/02	04/03	08/04	21	280	28	78		V	01	0.75	01*	0.75	C/P	300	300	18	104	07	
Wanwipo	China	Wanwipo Corporation of Electric Power Ltd. Hunan	378	Yongshu	378	12/00	01/00	01/05	-03	95	277	151	511		V	07	0.75	025	0.90	021	300	3000				
Ain M'Zab	Morocco	Division des Aménagements Hydroélectriques	3	Idaj	3	11/81	10/02	03/03	10/00	41	30	77	117		V	01	0.80	01*	0.80	C/P	300	300				
El Gango	Venezuela	Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales	138	Gango	138	10/01	09/02	07/03	05/04	58	138	300			V	01	0.80	01*	0.80	01	300	300	18	0	0	
Nandini (Nandini Marsh)	South Africa	Department of Water Affairs and Forestry	144	Lerendu	144	04/95	12/99	04/03	04/04	47	302	150	318		V	01	0.75	01	0.75	C/P	250	250	54	128	07	
Takewana	Japan	Water Resource Development Public Corporation	83	Nakano	83	05/99	11/00	03/03	10/06	108	424	810	1000		0.16	01	0.72	01	0.80	01	250	1000	14	26	07	
Kafra	China	ENRISA, Spain	1170	Bu-Bu	1170	08/99	01/02	11/03	08/04	158	330	440	1558		V	07	0.80	07*	0.80	021	300	300	128	24	08	
The Dam	Thailand	Royal Irrigation Department	224	Nakhon Nayok	224	11/99	03/00	11/03	07/04	95	2800	4000	5400		V	04	0.80	04*	0.80	04*	300	500	98	108	07	
Hedong (upper dam)	China	Huainan Electric Power Corp	4	Shabashukh	4	-01	-02	-03	-03	14	208	77	77		V	07	0.75		0.75		300	300				
Gaughat (lower dam)	India	Public Corporation of Assam	12081	Shabashukh	12081	02/00	01/04	10/04	10/04	14	415	502	603		V	07	0.78	07*	0.78	07*	300	300	18	132	07	
Ribeira	Portugal	Instituto de Agua (INAG)	1	Vouga	1	11/81	09/00	06/04	01/05	73	258	250	318		V	07	0.75	07*	0.75	021	300	300	85	155	07	
So Daba	Italy	Comune di Ronchi della Sterzaia Meridionale	34	Mont Nardole	34	01/95	09/00	07/04	01/09	87	345	262	444		0.85	01	0.75	01	0.75	01	300	300				
Hedong (lower dam)	China	Huainan Electric Power Corporation				-01	-02	-04	-04	13	175	8.8	108		V						300	300				
Priglan	China	Guangxi Power Corporation	244	Nanpingling	244	12/01	-02	-04	07/05	62	366	159	798													
Dere	Spain	ANSA	82	Dere	82	01/01	-05	-04	-03	10	407	1000	1418													
Chia	Turkey	DSI	300	Chia	300	12/85	11/02	05/05	-06	130	200	3000	1568		0.10	07*	0.85	07*	0.85	07*	300	300	15	105	07	
Yeyen	Myanmar	Department of Hydroelectric Power - Ministry of Electric Power and Forestry	2680	Myeyay	2680	10/01	04/00	09/05	05/06	132	680	2650	2680		V	04	0.80	04*	0.80	021	300	300	85	155	08	
Baiao	China	Department of Water Resources and Forestry	1480	Yongling	1480	10/01	10/00	03/06	10/07	138	516	9900	2107		V	01	0.80	01	0.80	01	300	3000	18	132	07	
Langtan	China	South China Electric Power Joint Venture Corporation	18	Hongshu	18	07/01	10/04	11/07	12/09	95	541	3900	3134		V	07	0.70	07*	0.68	021	300	300	18	118	07	

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : Septembre 2003
N° 22241
ISSN 0534-8293



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France
Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71
<http://www.icold-cigb.org/>

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>