

# CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS :

*Concepts for design and construction*

# BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON :

*Concepts utiles à leur conception  
et à leur construction*

**Bulletin 141**



**2010**

*Cover / Couverture*

Left side, dams are / *A gauche, les barrages de :*  
Cajon, Mohale, Campos Novos

Right side, dams are / *A droite, les barrages de :*  
Campos Novos, Antamina, Pescador

**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 the J.-P. Tournier, Canadian Dam Association  
Layout by Nathalie Schauner

*Texte original en anglais  
Traduction en anglais par J.-P. Tournier,  
Association Canadienne des Barrages  
Mise en page par Nathalie Schauner*

# **CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS :**

---

*Concepts for design and construction*

# **BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON :**

---

*Concepts utiles à leur conception  
et à leur construction*

---

Commission Internationale des Grands Barrages - 61, avenue Kléber, 75116 Paris  
Tél. : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22  
E-mail : [secretaire.general@icold-cigb.org](mailto:secretaire.general@icold-cigb.org)  
Site : [www.icold-cigb.net](http://www.icold-cigb.net)

---

COMMITTEE ON MATERIALS FOR FILL DAMS  
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN REMBLAI

2006

*Chairman/Président*

Colombia/Colombie

A. MARULANDA

*Vice Chairman / Vice Président*

Russia/Russie

V. G. RADCHENKO

*Members/Membres*

Australia/Australie

C. BRADBURY

Austria/Autriche

P. TSCHERNUTTER

Brazil/Brésil

J. PIMENTA DE AVILA

Bulgaria/Bulgarie

N. I. DIMITROV

Canada

J. P. TOURNIER

China/Chine

L. NENGHUI

Finland/Finlande

J. LAASONEN

France

J. J. FRY

Germany/Allemagne

D. GODDE

India/Inde

V. K. KAPUR

Iran

N. TARKECH DOUZ

Italy/Italie

R. JAPPELLI

Japan/Japon

Y. KOGO

Pakistan

A. KHATTAK

Portugal

E. MARANHA DAS NEVES

South Africa/Afrique du Sud

H. F. ELGES

Spain/Espagne

C. OLALLA

Switzerland/Suisse

P. BRENNER

United Kingdom/Royaume-Uni

R. C. BRIDEL

United States/États-Unis

D. E. KLEINER

---

## SOMMAIRE

---

- AVANT-PROPOS
1. ÉVOLUTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON
  2. ANALYSES PRÉPARATOIRES
  3. EXCAVATION ET TRAITEMENT DES FONDATIONS
  4. PLINTHE
  5. JOINT PÉRIMÉTRAL ET LAMES D'ÉTANCHÉITÉ
  6. DALLE DU MASQUE
  7. PARAPET
  8. ZONE DU REMBLAI ET PROPRIÉTÉS
  9. INSTRUMENTATION
  10. COMPORTEMENT DES BARRAGES CFRD
  11. OUVRAGES ANNEXES
  12. ANNEXE

---

## CONTENTS

---

- FOREWORD
1. DEVELOPMENT OF THE CONCRETE FACE ROCKFILL DAM
  2. ANALYSES FOR DESIGN
  3. FOUNDATION EXCAVATION AND TREATMENT
  4. PLINTH
  5. PERIMETER JOINTS AND WATERSTOPS
  6. FACE SLAB
  7. PARAPET WALL
  8. EMBANKMENT ZONES AND PROPERTIES
  9. INSTRUMENTATION
  10. PERFORMANCE OF CFRDs
  11. APPURTENANT STRUCTURES
  12. APPENDIX

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	20
1. ÉVOLUTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON.....	22
1.1. Section type actuelle des barrages CFRD .....	24
1.2. Survol des progrès jusqu'aux pratiques actuelles, de 1965 à 2000.....	30
1.3. Caractéristiques des barrages CFRD.....	32
1.3.1. Caractéristiques en matière de conception .....	32
1.3.2. Caractéristiques ayant trait à la construction et au calendrier d'exécution .....	34
1.4. Évaluation de la résistance aux fuites .....	36
1.5. Références.....	38
2. ANALYSES PRÉPARATOIRES.....	42
2.1. Stabilité statique des barrages CFRD.....	42
2.1.1. Résistance au cisaillement de l'enrochement compacté.....	42
2.1.2. Analyse de stabilité d'une pente infinie .....	46
2.1.3. Analyses simples de stabilité par équilibre limite .....	46
2.2. Stabilité dynamique des barrages CFRD .....	48
2.2.1. Comportement mesuré des barrages en enrochement lors de séismes .....	48
2.2.2. Comportement prévu d'un barrage CFRD de 200 m .....	56
2.3. Aspects de conception préventive.....	66
2.3.1. Matériaux, masque en béton et drainage .....	66
2.3.2. Caractéristiques de conception.....	68
2.4. Tassement et compression.....	68
2.4.1. Module de déformation.....	68
2.4.2. Estimation du tassement en cours de construction .....	70
2.4.3. Estimation de la compression en cours de construction.....	76
2.5. Estimation de la déformation de la dalle du masque.....	76
2.6. Estimation de la percolation des fondations et de la dalle du masque ..	80
2.6.1. Débit entre les fissures.....	80
2.7. Références.....	84

---

---

# TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD.....	21
1. DEVELOPMENT OF THE CONCRETE FACE ROCKFILL DAM.....	23
1.1. Typical Current Section of the CFRD .....	25
1.2. Summary of 1965-2000 Progress to Current Practice.....	31
1.3. Features of the CFRD .....	33
1.3.1. Design Features.....	33
1.3.2. Construction and Schedule Features .....	35
1.4. Evaluation of Leakage Performance .....	37
1.5. References.....	39
2. ANALYSES FOR DESIGN.....	43
2.1. Static Stability of the CFRD .....	43
2.1.1. Shear Strength of Compacted Rockfill.....	43
2.1.2. Infinite Slope Stability Analysis .....	47
2.1.3. Simple Limiting Equilibrium Stability Analyses.....	47
2.2. Dynamic Stability of the CFRD .....	49
2.2.1. Measured Performance of Rockfill Dams During Earthquake...	49
2.2.2. Anticipated Performance of a 200-m tall CFRD.....	57
2.3. Defensive Design Concepts .....	67
2.3.1. Materials, Concrete Face and Drainage.....	67
2.3.2. Design Features.....	69
2.4. Settlement and Compression .....	69
2.4.1. Deformation Modulus .....	69
2.4.2. Estimating Construction Settlement.....	71
2.4.3. Estimating Construction Compression.....	77
2.5. Estimating Face Slab Deformation .....	77
2.6. Estimating Seepage Through the Foundation and the Slab.....	81
2.6.1. Flow Through Cracks .....	81
2.7. References.....	85

3. EXCAVATION ET TRAITEMENT DES FONDATIONS.....	90
3.1. Objectif du traitement des fondations .....	90
3.2. Traitement des fondations de la plinthe .....	92
3.3. Traitement des fondations du remblai.....	112
3.4. Consolidation et rideau d'injection .....	114
3.5. Références.....	116
4. PLINTHE .....	120
4.1. Dimensions de la plinthe .....	120
4.1.1. Dimensions en présence de mauvaises conditions du rocher (voir aussi le Chapitre 3, Traitement des fondations).....	120
4.1.2. Autres concepts pour définir la largeur de conception .....	124
4.2. Géométrie des fondations en aval de la plinthe .....	130
4.3. Implantation de la plinthe .....	132
4.4. Stabilité de la plinthe .....	138
4.4.1. Stabilité de la plinthe, barrage de Mohale, Lesotho .....	140
4.5. Armatures, lames d'étanchéité et barres d'ancrage.....	144
4.6. Références.....	146
5. JOINT PÉRIMÉTRAL ET LAMES D'ÉTANCHÉITÉ .....	150
5.1. Introduction .....	151
5.2. Conception du joint périphérique .....	154
5.2.1. Évolution des joints périphériques .....	154
5.2.2. Conception du joint périphérique de petits barrages CFRD.....	158
5.2.3. Conception du joint périphérique de très grands barrages CFRD .	160
5.3. Barrières d'étanchéité inférieures .....	162
5.3.1. Forme et dimensions.....	162
5.3.2. Lames d'étanchéité de métal .....	162
5.3.3. Lames d'étanchéité en PVC.....	164
5.3.4. Lames d'étanchéité inférieures pendant la construction.....	166
5.4. Barrières d'étanchéité centrales .....	166
5.5. Barrières d'étanchéité supérieures.....	170
5.5.1. Mastic de remplissage .....	170
5.5.2. Étanchéification du joint par des fines pulvérulentes.....	174
5.5.3. Autres types de barrières d'étanchéité amont.....	178
5.6. Détails additionnels du joint périphérique .....	180
5.7. Références.....	180

3. FOUNDATION EXCAVATION AND TREATMENT .....	91
3.1. Foundation Treatment Objectives .....	91
3.2. Plinth Foundation Treatment .....	93
3.3. Embankment Foundation Treatment .....	113
3.4. Consolidation and Curtain Grouting .....	115
3.5. References.....	117
4. PLINTH .....	151
4.1. Dimensions of the Plinth .....	121
4.1.1. Dimensions for Poor Rock Conditions (see also Chapter 3, Foundation Treatment) .....	121
4.1.2. Alternative Concepts for Achieving Design Width .....	125
4.2. Geometry Downstream of the Plinth.....	131
4.3. Geometric Layout of the Plinth.....	133
4.4. Stability of the Plinth .....	139
4.4.1. Plinth Stability, Mohale Dam, Lesotho .....	141
4.5. Reinforcement, Waterstops and Anchors .....	145
4.6. References.....	147
5. PERIMETER JOINTS AND WATERSTOPS.....	151
5.1. Introduction .....	151
5.2. Perimeter Joint Designs.....	155
5.2.1. Evolution of the Perimeter Joint.....	155
5.2.2. Perimeter Joint Design for Low CFRDs.....	159
5.2.3. Perimeter Joint Design for Very High CFRDs .....	161
5.3. Lower Water Barriers.....	163
5.3.1. Shapes and Sizes.....	163
5.3.2. Metal Waterstops .....	163
5.3.3. PVC Waterstops.....	165
5.3.4. Bottom Waterstop during Construction.....	167
5.4. Middle Water Barriers.....	167
5.5. Upper Water Barriers.....	171
5.5.1. Mastic Joint Sealants.....	171
5.5.2. Joint Sealing with Cohesionless Fines .....	175
5.5.3. Other Upstream Water Barriers .....	179
5.6. Additional Perimeter Joint Details .....	181
5.7. References.....	181

6. DALLE DU MASQUE.....	186
6.1. Comportement de la dalle du masque .....	186
6.2. Dimensions de la dalle du masque .....	188
6.2.1. Épaisseur de la dalle .....	190
6.2.2. Largeur des panneaux.....	192
6.2.3. Joints .....	192
6.2.4. Drainage de la dalle du masque pendant la construction.....	198
6.3. Fissuration de la dalle du masque .....	200
6.3.1. Types de fissures dans la dalle du masque .....	200
6.3.2. Maîtrise des fissures de la dalle .....	204
6.4. Propriétés du béton.....	206
6.4.1. Propriétés du mélange .....	206
6.4.2. Granulats du béton .....	208
6.5. Armature .....	210
6.5.1. Pourcentages d'armature.....	210
6.5.2. Espacement des barres et recouvrement de béton .....	212
6.5.3. Acier anti-éclatement .....	212
6.5.4. Armature de fibre .....	214
6.6. Liaison de la dalle du masque à la bordure profilée .....	214
6.7. Références.....	216
7. PARAPET.....	220
7.1. Introduction .....	220
7.1.1. Réduction du volume d'encrochement .....	220
7.1.2. Augmentation de l'espace de travail sur la crête .....	220
7.2. Hauteur du parapet.....	220
7.3. Joint entre le parapet et la dalle du masque .....	222
7.4. Joints transversaux .....	224
7.5. Détails de transition avec les appuis latéraux.....	224
7.6. Largeur de la crête .....	224
7.7. Études de cas.....	226
7.7.1. Kangaroo Creek, Australie.....	226
7.7.2. Golillas, Colombie.....	226
7.7.3. Salvajina, Colombie .....	230
7.7.4. Aguamilpa, Mexique.....	230
7.7.5. El Pescador, Colombie .....	230
7.8. Références.....	234

6. FACE SLAB.....	187
6.1. Behavior of Face Slabs .....	187
6.2. Face Slab Dimensions.....	189
6.2.1. Slab Thickness .....	191
6.2.2. Panel Width.....	193
6.2.3. Joints .....	193
6.2.4. Face Slab Drainage during Construction .....	199
6.3. Crack Development in Face Slabs .....	201
6.3.1. Types of Cracks in Face Slabs.....	201
6.3.2. Control of Face Cracks.....	205
6.4. Concrete Properties .....	207
6.4.1. Mix Design Properties .....	207
6.4.2. Concrete Aggregates .....	209
6.5. Reinforcing.....	211
6.5.1. Reinforcement Ratios.....	211
6.5.2. Bar Spacing and Concrete Cover .....	213
6.5.3. Anti-Spalling Steel .....	213
6.5.4. Fiber Reinforcement.....	215
6.6. Bond between Face Slab and Concrete Curb .....	215
6.7. References.....	217
7. PARAPET WALL .....	221
7.1. Introduction .....	221
7.1.1. Reduced Rockfill Volume.....	221
7.1.2. Increased Working Space at the Crest.....	221
7.2. Height of Wall.....	221
7.3. Joint between Wall and Face Slab.....	223
7.4. Transverse Joints .....	225
7.5. Abutment Details.....	225
7.6. Crest Width .....	225
7.7. Case Histories .....	227
7.7.1. Kangaroo Creek, Australia.....	227
7.7.2. Golillas, Colombia.....	227
7.7.3. Salvajina, Colombia .....	231
7.7.4. Aguamilpa, Mexico .....	231
7.7.5. El Pescador, Colombia .....	231
7.8. References.....	235

8. ZONE DU REMBLAI ET PROPRIÉTÉS .....	236
8.1. Zones des barrages CFRD .....	236
8.2. Filtre (Zone 2A) .....	242
8.2.1. Exigences en matière de filtre .....	242
8.2.2. Filtres pour les barrages en terre et les barrages mixtes .....	244
8.2.3. Granulométrie de la Zone 2A des barrages CFRD .....	246
8.3. Matériau de soutien de la dalle du masque (Zone 2B).....	252
8.3.1. Recommandations du Bulletin 70 de la CIGB, 1989 .....	252
8.3.2. Granulométrie modifiée du Bulletin 70 de la CIGB .....	256
8.3.3. Matériau concassé de moins de 76 mm.....	258
8.3.4. Protection de la surface pendant la construction .....	260
8.3.5. Protection du talus par la méthode des bordures profilées.....	266
8.3.6. Écran anti-adhérence entre la dalle du masque et la bordure profilée .....	268
8.4. Corps du barrage (Zones 3A, 3B et 3C).....	272
8.4.1. Batardeau interne.....	274
8.5. Drainage (Zone 3D) .....	274
8.6. Références.....	276
9. INSTRUMENTATION .....	282
9.1. Introduction .....	282
9.2. Limites .....	284
9.3. Systèmes d'instrumentation .....	284
9.3.1. Piézomètres.....	288
9.3.2. Déversoirs de jaugeage.....	288
9.3.3. Tassomètres .....	288
9.3.4. Électro-nivelles.....	288
9.3.5. Jauges d'ouverture de joint.....	290
9.3.6. Accéléromètres.....	292
9.4. Études de cas.....	292
9.4.1. Tianshengqiao 1.....	292
9.4.2. Barrage d'Aguamilpa.....	296
9.5. Références.....	300

8. EMBANKMENT ZONES AND PROPERTIES.....	237
8.1. Zoning of the CFRD.....	237
8.2. Filter (Zone 2A).....	243
8.2.1. Filter Requirements.....	243
8.2.2. Filters for Earth and Earth-Rock Dams.....	245
8.2.3. Gradation for CFRD Zone 2A.....	247
8.3. Face Slab Support Material (Zone 2B).....	253
8.3.1. ICOLD Bulletin 70 Recommendation, 1989.....	253
8.3.2. Modified ICOLD Bulletin 70 Gradation.....	257
8.3.3. Crusher-run minus 3” Material.....	259
8.3.4. Surface Protection during Construction.....	261
8.3.5. Curb Method of Slope Protection.....	267
8.3.6. Bond Break between the Face Slab and Curb.....	269
8.4. Body of Dam (Zones 3A, 3B, and 3C).....	273
8.4.1. Internal cofferdam.....	275
8.5. Drainage (Zone 3D).....	275
8.6. References.....	277
9. INSTRUMENTATION.....	283
9.1. Introduction.....	283
9.2. Limitations.....	285
9.3. Instrumentation Systems.....	285
9.3.1. Piezometers.....	289
9.3.2. Weirs.....	289
9.3.3. Settlement Cells.....	289
9.3.4. Electro-levels.....	289
9.3.5. Joint Meters.....	291
9.3.6. Accelerometers.....	293
9.4. Case Histories.....	293
9.4.1. Tianshengqiao 1.....	293
9.4.2. Aguamilpa Dam.....	297
9.5. References.....	301

10. COMPORTEMENT DES BARRAGES CFRD .....	302
10.1. Modules de déformation .....	302
10.2. Mouvements du joint périmétral .....	304
10.3. Tassement post-construction de la crête .....	304
10.4. Percolation et traitements correctifs .....	306
10.5. Références.....	340
11. OUVRAGES ANNEXES .....	348
11.1. Vidange de fond .....	348
11.1.1. Raccordement à la plinthe .....	348
11.1.2. Filtre soutenant la dalle du masque .....	350
11.1.3. Zones du barrage.....	350
11.2. Raccordement à l'évacuateur de crue et aux murs de la prise d'eau .	350
11.3. Évacuateurs de crue sur le barrage .....	352
11.3.1. Tassement de la crête.....	354
11.3.2. Tassement du talus aval.....	354
11.3.3. Écoulement dans l'évacuateur de crue .....	354
11.4. Références.....	356
ANNEXE.....	358

10. PERFORMANCE OF CFRDs.....	303
10.1. Moduli of Deformation .....	303
10.2. Perimeter Joint Movement .....	305
10.3. Post-Construction Crest Settlement .....	305
10.4. Leakage and Remedial Treatment.....	307
10.5. References.....	341
11. APPURTENANT STRUCTURES .....	349
11.1. Low Level Outlet .....	348
11.1.1. Connection with the Plinth.....	348
11.1.2. Face Slab Supporting Filter.....	351
11.1.3. Dam Zoning.....	351
11.2. Connection to Spillway and Intake Walls .....	351
11.3. Spillways over the Dam .....	353
11.3.1. Settlement of the Crest .....	355
11.3.2. Settlement of the Downstream Face.....	355
11.3.3. Flow Over the Spillway.....	355
11.4. References.....	357
APPENDIX.....	359

---

## FIGURES

---

Fig. 1. Tendances en hauteur des CFRD dans le temps .....	22
Fig. 2. Zones d'un barrage CFRD de roche compétente sur des fondations de roc compétent .....	26
Fig. 3. Mise en place et section de l'enrochement compacté .....	28
Fig. 4. Résistance au cisaillement de l'enrochement à partir des essais de compression triaxiale sur de grands échantillons .....	44
Fig. 5. Analyse de l'équilibre limite à la crête d'un barrage CFRD .....	48
Fig. 6. Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme ...	52
Fig. 7. Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes .....	62
Fig. 8. Méthode de Makdisi/Seed .....	64
Fig. 9. Comportement anticipé .....	66
Fig. 10. Corrélation entre le module de déformation et l'indice des vides.....	70
Fig. 11. Rapport entre le module transversal et vertical, en fonction de $A/H^2$ .	78
Fig. 12. Déflexion maximale du masque par rapport à $H^2/E_v$ .....	78
Fig. 13. Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un rocher peu compétent	98
Fig. 14. Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un sol résiduel. Section A-A.....	100
Fig. 15. Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un sol résiduel. Section B-B .....	102
Fig. 16. Détails de la plinthe de Winneke.....	104
Fig. 17. Plinthe de la vallée articulée sur le parafouille vertical, barrage de Puclaro .....	108
Fig. 18. Section transversale type de la plinthe interne .....	126
Fig. 19. Élargissement de la plinthe au barrage d'Ita.....	128
Fig. 20. Massif de béton analysé pour sa stabilité, barrage de Mohale, Lesotho .....	132
Fig. 21. Géométrie, plinthe horizontale.....	134
Fig. 22. Vue en plan de la ligne de référence « Y » de la plinthe .....	136
Fig. 23. Géométrie, plinthe en pente.....	136
Fig. 24. Mouvements du joint périmétral de barrages CFRD .....	150
Fig. 25. Mouvements du joint périmétral par rapport à la hauteur du barrage	154

---

---

## FIGURES

---

Fig. 1. Trends in the Height of the CFRD with Time .....	23
Fig. 2. Zones for CFRD of sound rock on sound rock foundation .....	27
Fig. 3. Placement and section of compacted rockfill .....	29
Fig. 4. Shear Strength of Rockfill from Large Triaxial Tests .....	45
Fig. 5. Limit Equilibrium Analysis at Crest of CFRD .....	49
Fig. 6. Relationship between relative settlement and earthquake severity index	53
Fig. 7. Measured ratios of crest and base accelerations at embankment dams in response to earthquakes .....	63
Fig. 8. Makdisi/Seed Procedure .....	65
Fig. 9. Anticipated response .....	67
Fig. 10. Correlation Deformation Modulus vs Void Ratio .....	71
Fig. 11. Ratio Transverse to Vertical Modulus as a Function of $A/H^2$ .....	79
Fig. 12. Maximum Face Deflection versus $H^2/E_v$ .....	79
Fig. 13. Salvajina plinth founded on less competent rock .....	99
Fig. 14. Salvajina plinth founded on residual soil. Section A-A .....	101
Fig. 15. Salvajina plinth founded on residual soil. Section B-B .....	103
Fig. 16. Winneke plinth details .....	105
Fig. 17. Valley Plinth, Hinged to the Vertical Cut-off Wall, Puclaro Dam .....	109
Fig. 18. Typical Internal Plinth Cross Section .....	127
Fig. 19. Plinth Extension at Ita .....	129
Fig. 20. Concrete Backfill Analyzed for Stability, Mohale Dam, Lesotho .....	133
Fig. 21. Geometry, Horizontal Plinth .....	135
Fig. 22. Plan View of Plinth Reference Line “Y” .....	137
Fig. 23. Geometry, Sloping Plinth .....	137
Fig. 24. CFRD Perimeter Joint Movements .....	151
Fig. 25. Perimeter Joint Movements vs. Dam Height .....	155

---

Fig. 26. Joint périphérique du barrage Salvajina .....	158
Fig. 27. Forme typique de la lame d'étanchéité inférieure .....	162
Fig. 28. Lamme d'étanchéité inférieure en PVC du barrage de Boondooma .....	166
Fig. 29. Madriers de bois utilisés pour protéger une lamme d'étanchéité en cuivre .....	168
Fig. 30. Formes typiques des lames d'étanchéité centrales .....	168
Fig. 31. Barrière d'étanchéité amont à base de fines pulvérulentes.....	176
Fig. 32. Comportement du remblai et de la dalle du masque d'un barrage CFRD .....	188
Fig. 33. Joint de tension vertical type (barrage de Mohale).....	194
Fig. 34. Joint de compression vertical type.....	196
Fig. 35. Joint de construction horizontal type (barrage de Mohale).....	198
Fig. 36. Détails de la crête, barrage de Mohale, Lesotho .....	226
Fig. 37. Détails de la crête, Kangaroo Creek, Australie .....	228
Fig. 38. Détails de la crête, barrage de Golillas, Colombie .....	228
Fig. 39. Détails de la crête, barrage de Salvajina, Colombie .....	230
Fig. 40. Détails de la crête, Aguamilpa, Mexique.....	232
Fig. 41. Détails de la crête, barrage El Pescador, Colombie .....	232
Fig. 42. Zones d'enrochement des barrages CFRD.....	240-242
Fig. 43. Granulométrie de la zone 2A.....	246
Fig. 44. Granulométrie modifiée de la zone 2B.....	258
Fig. 45. Keenleyside - installation pour l'essai de perméabilité.....	264
Fig. 46. Construction des bordures.....	270
Fig. 47. Schéma du circuit des électro-nivelles.....	290
Fig. 48. Assemblage des électro-nivelles boulonnées à la dalle de béton.....	292
Fig. 49. Séquence de construction du barrage TSQ 1 et instrumentation dans sa section la plus haute .....	294
Fig. 50. Raccordement de la vidange de fond et de la dalle de béton.....	348
Fig. 51. Raccordement entre l'évacuateur de crue et la dalle de béton.....	352

Fig. 26. Perimeter Joint for Salvajina Dam .....	159
Fig. 27. Typical Bottom Waterstop Shape.....	163
Fig. 28. PVC Bottom Waterstop for Boondooma Dam .....	167
Fig. 29. Wood Planking Protecting the Cooper Waterstop.....	169
Fig. 30. Typical Middle Waterstop Shapes .....	169
Fig. 31. Upstream Water Barrier Using Cohesionless Fines.....	177
Fig. 32. CFRD Embankment and Face Slab Behavior.....	189
Fig. 33. Typical Vertical Expansion Joint (from Mohale Dam) .....	195
Fig. 34. Typical Vertical Compression Joint .....	197
Fig. 35. Typical Horizontal Construction Joint (from Mohale Dam) .....	199
Fig. 36. Crest Detail, Mohale Dam, Lesotho .....	227
Fig. 37. Crest Detail, Kangaroo Creek, Australia .....	229
Fig. 38. Crest Detail, Golillas Dam, Colombia .....	229
Fig. 39. Crest Detail, Salvajina Dam, Colombia .....	231
Fig. 40. Crest Detail, Aguamilpa, Mexico .....	233
Fig. 41. Crest Detail, El Pescador Dam, Colombia.....	233
Fig. 42. CFRD Rockfill Zoning.....	241-243
Fig. 43. Zone 2A Gradations .....	247
Fig. 44. Modified Zone 2B Gradation .....	259
Fig. 45. Keenleyside, Permeability Test Setup.....	265
Fig. 46. Curb Construction .....	271
Fig. 47. Electro-level schematic layout .....	291
Fig. 48. Electro-level mounting bolted to the Concrete Slab.....	293
Fig. 49. TSQ 1 Construction Sequence and Instrumentation at Maximum Section.....	295
Fig. 50. Connection low level outlet and concrete slab.....	349
Fig. 51. Connection spillway and concrete slab .....	353

---

## TABLEAUX

---

Tableau	1 Déformation de barrages en enrochement due aux séismes .....	50
Tableau	2 Paramètres de construction et de comportement de certains barrages CFRD .....	74
Tableau	3 Conditions des fondations et largeur de la plinthe - barrage de Salvajina.....	122
Tableau	4 Critères des fondations pour la sélection de la largeur de la plinthe .....	124
Tableau	5 Mouvement du joint périmétral.....	152
Tableau	6 Épaisseur de la dalle du masque des barrages CFRD, pratiques actuelles .....	190
Tableau	7 Hauteur du parapet .....	222
Tableau	8 Critères pour les filtres .....	248
Tableau	9 Limites de $D_{10f}$ et de $D_{90f}$ permettant de prévenir la ségrégation	250
Tableau	10 Limites granulométriques de la zone 2A des barrages CFRD .....	250
Tableau	11 Limites granulométriques pour la zone 2B - Bulletin 70 .....	252
Tableau	12 Limites granulométriques modifiées du Bulletin 70 pour la zone 2B .....	256
Tableau	13 Granulométrie du basalte et du granite dur et compétent concassé de moins de 76 mm .....	260
Tableau	14 Caractéristiques de la zone 2B, barrages CFRD brésiliens.....	262
Tableau	15 Instruments et mesures .....	286
Tableau	16 Tianshengqiao 1 – Instrumentation.....	294
Tableau	17 Liste d’instruments du barrage CFRD d’Aguamilpa.....	298
Tableau	18 Modules de déformation : vertical ( $E_v$ ) et perpendiculaire à la dalle du masque ( $E_t$ ) .....	330
Tableau	19 Mouvements du joint périmétral .....	334
Tableau	20 Tassement post-construction de la crête.....	336
Tableau	21 Fuites par percolation et traitements correctifs .....	338
Tableau	22 Barrages CFRD d’Hydro Tasmania, en date d’avril 2003.....	340

---

---

# TABLES

---

Table 1	Earthquake induced deformation of rockfill dams.....	51
Table 2	Construction and Behavior Parameters of some CFRDs.....	75
Table 3	Foundation Conditions and Width of Plinth-Salvajina Dam .....	123
Table 4	Foundation Criteria for Plinth Width Selection .....	125
Table 5	Perimeter Joint Movement.....	153
Table 6	CFRD Face Slab Thickness, Current Practice .....	191
Table 7	Height of Parapet Wall .....	223
Table 8	Criteria for Filters.....	249
Table 9	$D_{10f}$ and $D_{90f}$ Limits to Prevent Segregation.....	251
Table 10	CFRD Gradation Limits for Zone 2A .....	251
Table 11	Bulletin 70 Gradation Limits for Zone 2B .....	253
Table 12	Modified Bulletin 70 Gradation Limits for Zone 2B .....	257
Table 13	Gradation of Crusher-run Minus 3” hard, strong Basalt and Granite.....	261
Table 14	Characteristics of Zone 2B, Brazilian CFRDs.....	263
Table 15	Instruments and Measurements.....	287
Table 16	Tianshengqiao 1 – Instrumentation Array .....	295
Table 17	Aguamilpa CFRD List of Instruments .....	299
Table 18	Moduli of Deformation, Vertical, $E_v$ , and Perpendicular to Concrete Face, $E_t$ .....	331
Table 19	Perimeter Joint Movement.....	335
Table 20	Post-Construction Crest Settlement.....	337
Table 21	Leakage and Remedial Treatment.....	339
Table 22	Hydro Tasmania CFRDs, data current as of April 2003 .....	341

---

## AVANT-PROPOS

---

Le Bulletin 70, Barrages en enrochement à masque en béton, a été publié en 1989. Ce Bulletin a été rédigé par Jorge E. Hacelas et Alberto Marulanda pour le compte du Comité colombien des grands barrages, à l'intention du Comité des matériaux pour barrages en remblai de la CIGB. En plus du Bulletin 70, les documents suivants constituent les principales sources sur lesquelles se fonde la présente mise à jour :

- Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, October 1985.
- Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams- Especially CFRD, Beijing, October 1993.
- Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, Beijing, September 2000.
- J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, Beijing, September 2000.

Après le symposium de 1985 tenu à Detroit, aux États-Unis, et particulièrement au cours de la décennie des années 1990, les barrages en enrochement avec masque amont en béton sont devenus un type de barrage courant. Un survol de la liste de barrages CFRD présentée en annexe suffit à constater à quel point ce type de barrage est répandu et populaire.

Le Bulletin mis à jour est composé de onze chapitres, consacrés à la conception, aux analyses, au traitement des fondations, à l'instrumentation, à la construction et au comportement de ces ouvrages. Les auteurs suivants ont collaboré au Bulletin :

Chapitres 1, 2, 3, 4, 8 et 10	David E. Kleiner
Chapitres 5 et 6	Jason E. Hedien
Chapitres 7 et 9	Archie V. Sundaram et David E. Kleiner
Chapitre 11	Carlos Jaramillo
Annexe	J. Barry Cooke, Bayardo Materon

Le président, Alberto Marulanda, a assuré la supervision attentive de l'ouvrage. Il est l'auteur de nombreux passages dans chacun des chapitres et a apporté une contribution significative au Bulletin. Nous tenons à remercier Jean-Pierre Tournier et Normand Beauséjour du Comité Canadien pour les clarifications et précisions techniques apportées aux deux versions lors de la traduction française.

ALBERTO MARULANDA,  
Président  
Comité des matériaux pour barrages en remblai

---

# FOREWORD

---

Bulletin 70, Rockfill Dams with Concrete Facing, was published in 1989. Jorge E. Hacas and Alberto Marulanda on behalf of the Colombian Committee on Large Dams authored the Bulletin for the ICOLD Committee on Materials for Fill Dams. In addition to Bulletin 70, the following were the main sources for this update:

- Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, October 1985.
- Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams- Especially CFRD, Beijing, October 1993.
- Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, Beijing, September 2000.
- J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, Beijing, September 2000.

Following the 1985 symposium in Detroit, USA, and during the decade of the 1990s, the concrete face rockfill dam has become common. A cursory review of the listing of CFRDs in the appendix indicates the widespread use and popularity of this type of dam.

The updated Bulletin contains eleven chapters devoted to design concepts, analysis, foundation treatment, instrumentation, construction, and performance. The work of the following authors is acknowledged :

Chapters 1, 2, 3, 4, 8, and 10	David E. Kleiner
Chapters 5 and 6	Jason E. Hedien
Chapters 7 and 9	Archie V. Sundaram and David E. Kleiner
Chapter 11	Carlos Jaramillo
Appendix	J. Barry Cooke, Bayardo Materon

The Chairman, Alberto Marulanda, provided detailed review and many contributions to all chapters that added significantly to the bulletin. Special thanks to Jean-Pierre Tournier and Normand Beauséjour, from the Canadian Committee, for their technical clarifications and precisions made during the French translation of the bulletin.

ALBERTO MARULANDA,  
Chairman  
Committee on Materials for Fill Dams

# 1. ÉVOLUTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON

Les barrages en enrochement avec masque amont en béton, ou barrages CFRD, ont vu le jour dans la région minière du Sierra Nevada en Californie au cours des années 1850. Jusqu'en 1960, l'enrochement déversé était utilisé ; l'expérience a démontré que les barrages CFRD représentent un type de barrage sûr et économique, bien que le masque amont en béton soit susceptible de s'endommager et de présenter des fuites en raison de la forte compressibilité de l'enrochement déversé et présentant de la ségrégation. Pour cette raison, les barrages CFRD ont connu une baisse de popularité, même si l'enrochement s'est avéré un type de matériau résistant et économique pour la construction de barrages. C'est en partie pour faire face à ces problèmes qu'ont été mis au point les barrages en enrochement avec noyau de terre, utilisant un enrochement déversé compressible. On a ainsi constaté que l'enrochement déversé est compatible avec le noyau de terre et ses filtres. Avec l'apparition de l'enrochement compacté au rouleau vibrant au cours des années 1950, le développement des barrages CFRD a repris. Même si leur conception se fonde en grande partie sur les expériences antérieures, les détails de conception et les méthodes de construction ont connu une évolution constante. De nos jours, les barrages CFRD représentent de nouveau un important type de barrage. La Fig. 1 illustre la tendance des barrages CFRD en matière de hauteur jusqu'en l'an 2000.

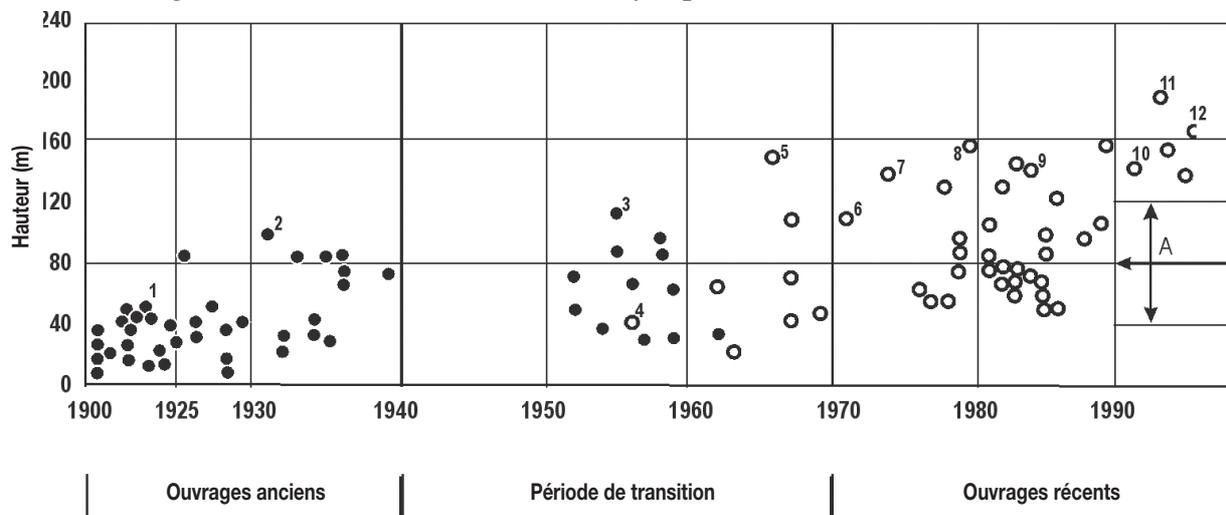


Fig. 1  
Tendances en hauteur des CFRD dans le temps  
(Cooke, 1997 - prolongé jusqu'en l'an 2000)

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>● Enrochement déversé</li> <li>○ Enrochement compacté</li> <li>1. Strawberry Creek</li> <li>2. Salt Springs</li> <li>3. Paradela</li> <li>4. Quioch</li> <li>5. New Exchequer</li> <li>6. Cethana</li> <li>7. Anchicaya</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>8. Areia</li> <li>9. Khao Laem</li> <li>10. Segredo</li> <li>11. Aguamilpa</li> <li>12. Yacambu</li> <li>13. Tianshengqiao</li> <li>A. 68 barrages CFRD réalisés entre 1990 et 2000 dont la hauteur varie de 40 à 120 m</li> </ul> |
|---|---|

# 1. DEVELOPMENT OF THE CONCRETE FACE ROCKFILL DAM

The concrete face rockfill dam, CFRD, had its origin in the mining region of the Sierra Nevada in California in the 1850s. Experience up to 1960 using dumped rockfill, demonstrated the CFRD to be a safe and economical type of dam, but subject to concrete face damage and leakage caused by the high compressibility of the segregated dumped rockfill. As a result, the CFRD became unpopular, although rockfill had been demonstrated to be a high strength and economical dam building material. Partly in response to these problems, the earth core rockfill dam, with compressible dumped rockfill, was developed. The dumped rockfill was found to be compatible with the earth core and its filters. With the advent of vibratory-roller-compacted rockfill in the 1950s, the development of the CFRD resumed. Although design is largely based on precedent, there has been continuous progress in design aspects and in construction methods. Today, the CFRD is again a major dam type. Fig. 1 illustrates the trends in the height of the CFRD up to the year 2000.

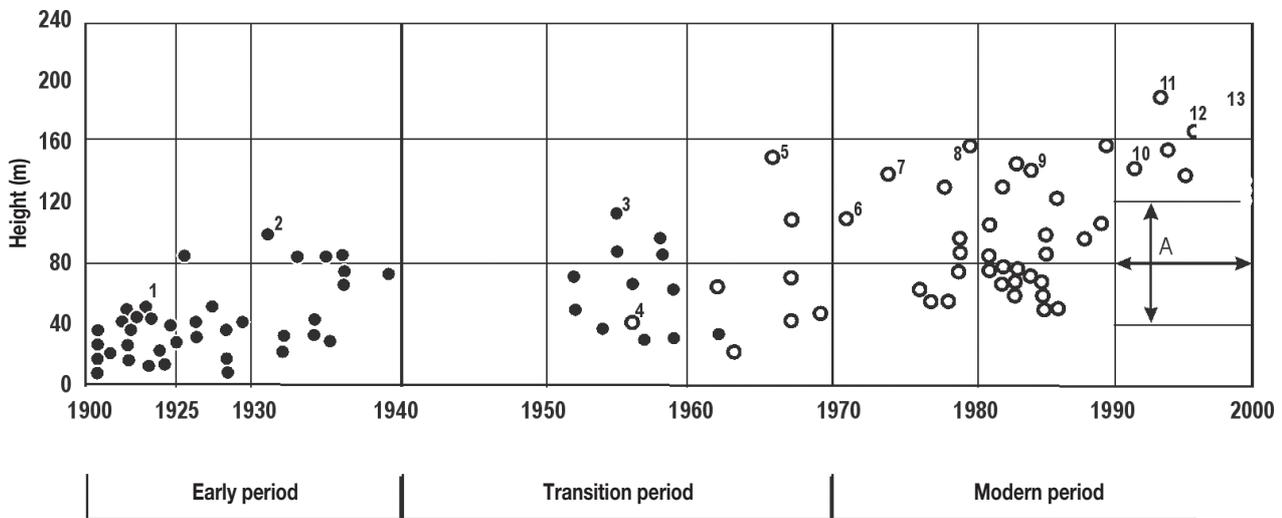


Fig. 1  
Trends in the Height of the CFRD with Time  
(Cooke, 1997, extended to 2000)

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>● Dumped Rockfill</li> <li>○ Compacted Rockfill</li> <li>1. Strawberry Creek</li> <li>2. Salt Springs</li> <li>3. Paradela</li> <li>4. Quioch</li> <li>5. New Exchequer</li> <li>6. Cethana</li> <li>7. Anchicaya</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>8. Areia</li> <li>9. Khao Laem</li> <li>10. Segredo</li> <li>11. Aguamilpa</li> <li>12. Yacambu</li> <li>13. Tianshengqiao</li> <li>A. 68 CFRDs completed between 1990 and 2000, height 40 to 120 m</li> </ul> |
|---|---|

Parmi les nombreux barrages CFRD de 140 m ou plus, complétés ou en construction depuis l'an 2000, on trouve :

- Antamina au Pérou, d'une hauteur de 140 m, complété en 2001
- Mohale au Lesotho, d'une hauteur de 145 m, complété en 2002
- \*Campos Novos au Brésil, d'une hauteur de 202 m, en construction, 2003
- \*Barra Grande au Brésil, d'une hauteur de 140 m, en construction, 2003
- \*Karahnjukar en Islande, d'une hauteur de 190 m, en construction, 2003
- \*Bakun, Sarawak en Malaisie, d'une hauteur de 205 m, en construction, 2003

\* Données tirées de *Hydropower&Dams*, 2003.

## 1.1. SECTION TYPE ACTUELLE DES BARRAGES CFRD

La Fig. 2 représente une section schématique d'un barrage CFRD composé d'un enrochement sain compacté et construit sur des fondations de roc compétent. Les pentes extérieures peuvent être raides et présenter un rapport jusqu'à 1,3 H : 1 V. Si l'enrochement et les fondations sont de moins bonne qualité, les pentes amont et aval, les zones, le drainage et la construction sont modifiés pour s'adapter au roc plus faible. Si les fondations sont potentiellement érodables, des éléments d'étanchéité et des filtres supplémentaires sont construits en aval de la plinthe.

Les désignations des zones 1, 2 et 3 sont normalisées (Cooke, 1991, 1997) :

- Zones 1A, 1B – zones de protection du masque en béton (amont), avec la dimension maximale des particules en ordre croissant,
- Zones 2A, 2B – zones de soutien du masque en béton (aval), avec la dimension maximale des particules en ordre croissant, utilisant un matériau granulaire traité, et
- Zones 3A, 3B – zones d'enrochement, avec la dimension maximale des particules en ordre croissant.

La zone 1B recouvre la zone 1A et, dans certains cas, empêche le soulèvement de la dalle du masque avant la mise en eau du réservoir. La zone 1A, composée de limon pulvérulent ou de sable fin, s'étend jusqu'à un point plus élevé sur les barrages hauts, lui permettant de rendre les joints étanches ou de colmater les fissures tout le long du joint périmétral et sur la partie inférieure de la dalle de béton. Le compactage des zones 1A et du remblai tout-venant de la zone 1B est effectué à l'aide du matériel de transport et d'épandage.

La zone 2A est composée d'un filtre fin traité présentant un fuseau granulométrique spécifique, inférieur à 20 mm ou à 12 mm. Elle sert à limiter les fuites en cas de défaillance des lames d'étanchéité et à permettre un colmatage grâce à la mise en place de limon ou d'un sable fin limoneux sous l'eau. La zone 2B, qui soutient le masque, est souvent constituée d'une pierre concassée compétente, d'une

Several CFRDs, 140 m high or higher, completed or under construction since the year 2000 include:

- Antamina, Peru, 140 m high, completed in 2001.
- Mohale, Lesotho, 145 m high, completed in 2002.
- \*Campos Novos, Brazil, 202 m high, under construction, 2003.
- \*Barra Grande, Brazil, 140 m high, under construction, 2003.
- \*Karahnjukar, Iceland, 190 m high, under construction, 2003.
- \*Bakun, Sarawak, Malaysia, 205 m high, under construction, 2003.

\* Data source, *Hydropower & Dams*, 2003.

## 1.1. TYPICAL CURRENT SECTION OF THE CFRD

Fig. 2 is a schematic section of the CFRD consisting of sound compacted rockfill founded on a sound rock foundation. Outer slopes can be as steep as 1.3H:1V. For a weaker rockfill and foundation, upstream and downstream slopes, zoning, drainage and construction are adapted to accommodate the weak rock. For a potentially erodible foundation, additional sealing and filter provisions are constructed downstream of the plinth.

The zone designations of 1, 2, and 3 have become the standard, Cooke, 1991, 1997:

- Zones 1A, 1B – concrete face protection (upstream) zones, in increasing order of maximum particle size,
- Zones 2A, 2B – concrete face supporting (downstream) zones, in increasing order of maximum particle size, these are processed granular materials, and
- Zones 3A, 3B, etc. – rockfill zones, in increasing order of maximum particle size.

Zone 1B provides support for Zone 1A and in some cases also resists uplift of the face slab prior to reservoir filling. Zone 1A, a cohesionless silt or fine sand, is placed to a higher elevation on high dams so that it can act as a joint or crack healer over the perimeter joint and the lower part of the face slab. Compaction of Zones 1A and of the random Zone 1B is by hauling and spreading equipment.

Zone 2A is a processed fine filter with specific gradation limits, minus 20 mm or minus 12 mm. It is to limit leakage in the event of waterstop failure and to self heal with underwater placement of silt or silty fine sand. Zone 2B, the face support zone, has often been specified as crusher run minus 75 mm sound rock material. The zones 2A and 2B, their gradation, placement and protection during construction,

granulométrie inférieure à 75 mm. Les zones 2A et 2B, leur granulométrie, leur mise en place et leur protection pendant la construction ont récemment fait l'objet d'une attention considérable. Une étude détaillée de ces matériaux est présentée au Chapitre 8, Matériaux de remblai.

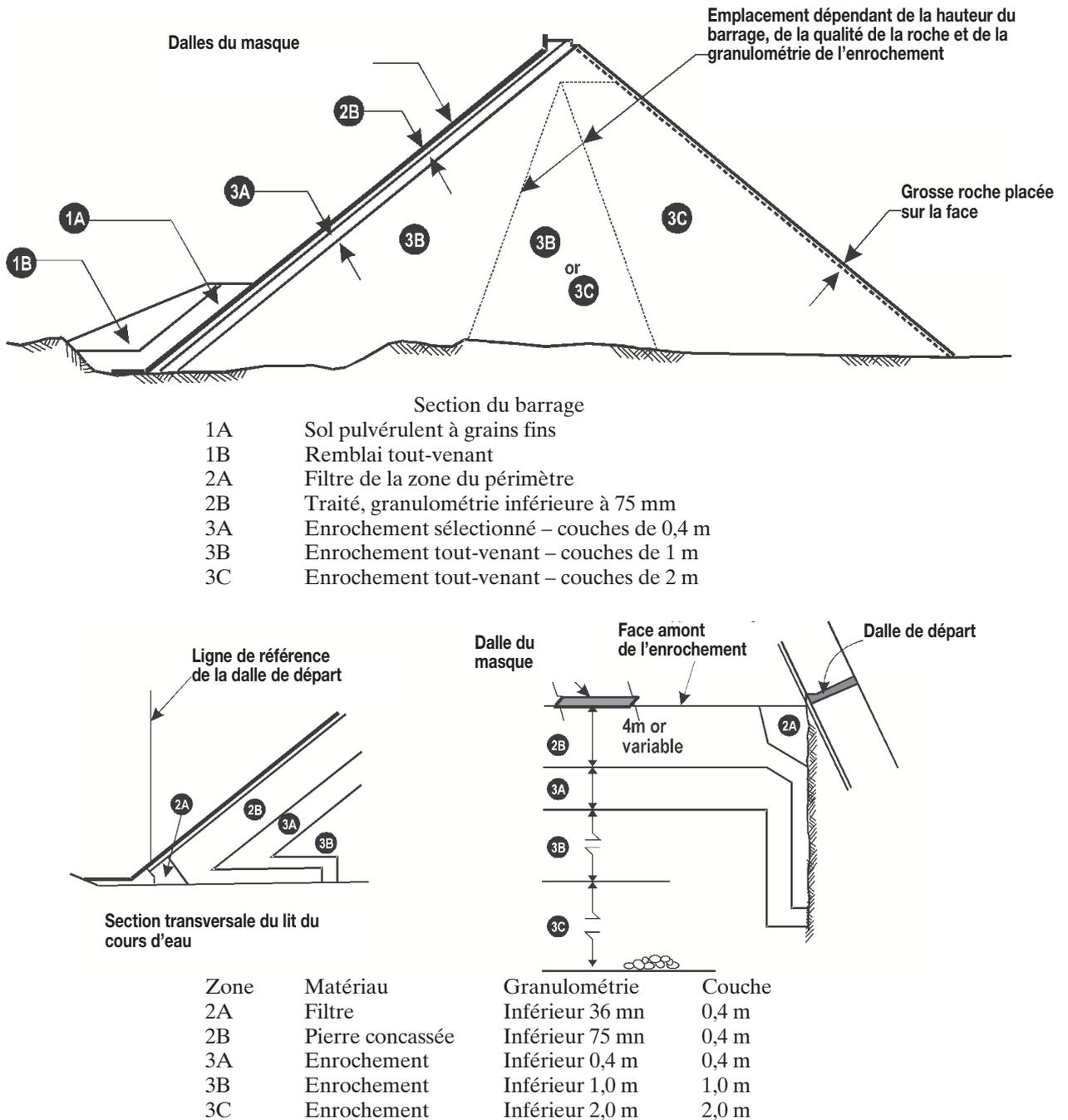
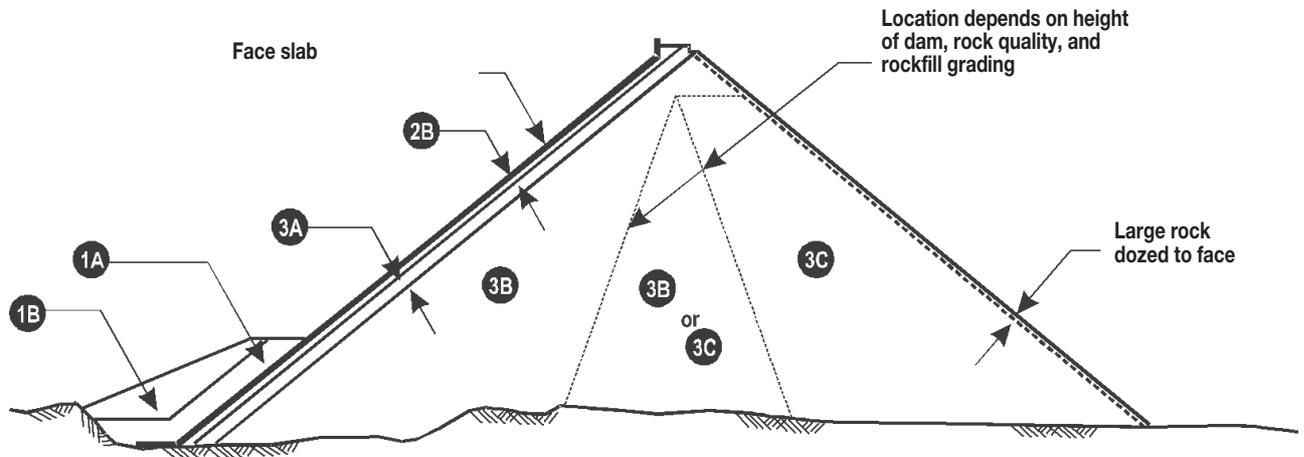


Fig. 2  
Zones d'un barrage CFRD de roche compétente sur des fondations de roc compétent  
(adaptation de Cooke, 1991, 1997)

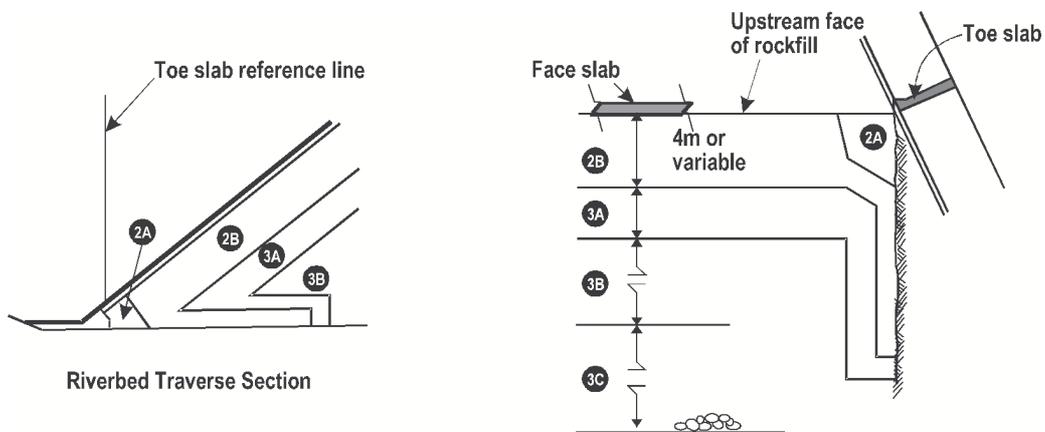
La zone 3 est constituée d'un enrochement tout-venant. La différence entre les zones A, B et C repose principalement sur l'épaisseur des couches et sur la dimension et le type de roche. La zone 3A sert à procurer une compatibilité et à limiter la

have received considerable attention recently. A detailed discussion of these materials is contained in Chapter 8, Fill Materials.



Dam Section

- 1A Cohesionless fine-grained soil
- 1B Random fill
- 2A Perimeter zone filter
- 2B Processed minus 75 mn
- 3A Selected rockfill – 0.4 m layers
- 3B Quarry run rockfill – 1 m layers
- 3C Quarry run rockfill – 2 m layers



Zone	Material	Grading	Layer
2A	Filter	Minus 36 mn	0.4 m
2B	Crushed rock	Minus 75 mn	0.4 m
3A	Rockfill	Minus 0.4 m	0.4 m
3B	Rockfill	Minus 1.0 m	1.0 m
3C	Rockfill	Minus 2.0 m	2.0 m

Fig. 2

Zones for CFRD of sound rock on sound rock foundation  
(adapted from Cooke, 1991, 1997)

Zone 3 is quarry run rockfill. The differences in A, B and C are principally in layer thickness and size and type of rock. Zone 3A is to provide compatibility and limit void size adjacent to Zone 2B. Zone 3B resists the water loading and limits

dimension des vides voisins de la zone 2B. La zone 3B sert à offrir une résistance à la charge de l'eau et à limiter la flexion du masque. La zone 3C est peu exposée à la charge de l'eau et son tassement se produit principalement durant la construction. La couche plus épaisse de la zone 3C comprend les plus grosses roches ; elle est moins coûteuse à mettre en place et sa faible densité (environ 5 % inférieure à la densité de la zone 3B) permet d'épargner sur le volume d'enrochement. De grosses roches sont souvent mises en place au pied aval du barrage pour éviter l'affouillement et offrir une résistance à l'action des vagues.

La Fig. 2 représente la section-type avec enrochement, par contre, lorsqu'il est accessible en quantité suffisante, le gravier peut s'avérer plus économique, même s'il exige des pentes plus douces. Son module supérieur est souhaitable mais n'est pas toujours nécessaire. L'épaisseur des couches des zones 3B et 3C en gravier sont inférieures, mesurant 0,6 m et 1,2 m respectivement.

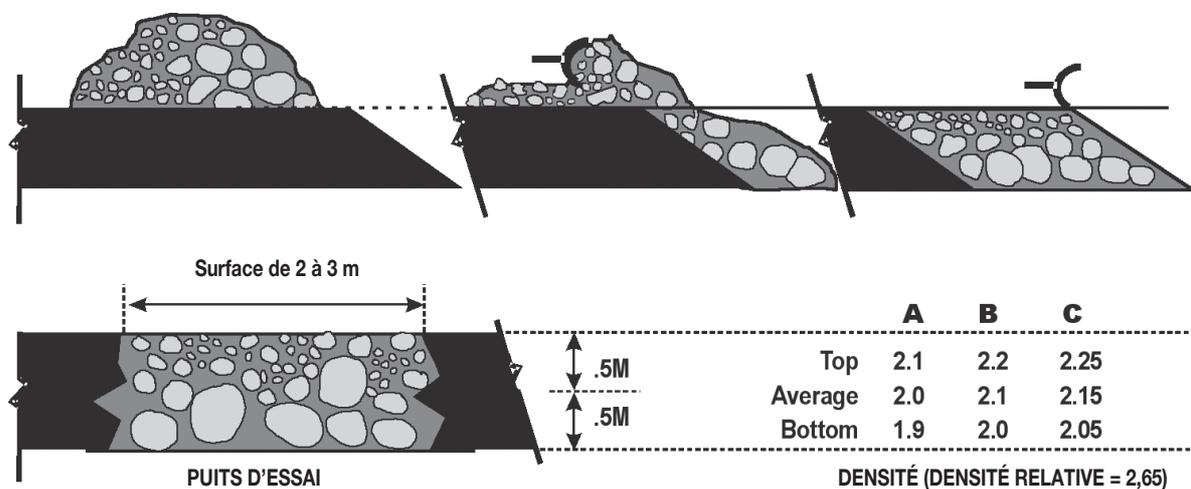


Fig. 3  
Mise en place et section de l'enrochement compacté  
(Cooke, 1991, 1997)

La Fig. 3 représente une couche d'enrochement compactée. L'enrochement est déversé progressivement sur le bord de la couche mise en place et est étendu par le buteur. On constate une ségrégation inhérente au déversement et une ségrégation intentionnelle lors de l'épandage. La présence d'une surface uniforme de fines par-dessus la couche est souhaitable car elle favorise un meilleur compactage et limite les coûts liés aux remplacements des pneus et des chenilles. La moitié supérieure est composée de roches de plus petite dimension et d'une bonne granulométrie comparativement aux plus grosses roches de la moitié inférieure. La moitié supérieure présente une plus forte densité. L'énergie est transmise par l'entremise des plus grandes roches, qui fournissent de la force et de la densité par un coincement et un écrasement des arêtes. La méthode de mise en place est spécifiée ; des essais de densité sont parfois réalisés à des fins de suivi. Les lettres A, B et C utilisées dans la

face deflection. Zone 3C receives little water loading, and settlement is essentially during construction. The thicker layer in Zone 3C accepts larger rock, is more economical to place, and its lower density (about 5% less than Zone 3B density) saves rock volume. Large rock is often placed at the downstream toe to resist scour and tailwater wave action.

Fig. 2 shows the typical section for rockfill, however, gravel, when available in adequate quantity, can be more economical even with the necessary flatter slopes. Its higher modulus is desirable but not always necessary. The layer thicknesses for Zones 3B and 3C of gravel are thinner, on the order of 0.6 m and 1.2 m respectively.

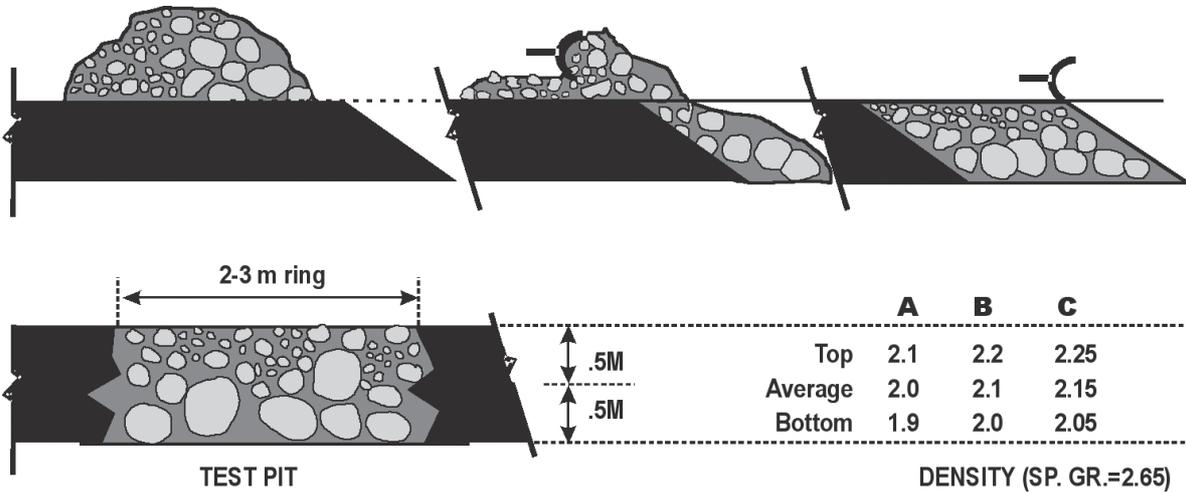


Fig. 3  
Placement and section of compacted rockfill  
(Cooke, 1991, 1997)

Fig. 3 illustrates a layer of compacted rock. The rockfill is end dumped on the edge of the layer being placed and spread by the dozer. There is inherent segregation in the dumping and intentional segregation in the spreading. The smooth surface of fines on top of the layer is desirable for compaction and for reduced tire and dozer track costs. The top half consists of smaller size rock and is well graded in comparison to the larger rocks in the bottom half. The upper half is of higher density. Energy is transmitted through the larger rocks providing strength and density by wedging and crushing of edges. A method specification is used; density tests are sometimes taken for the record. The A, B and C density designations in the figure are respectively for poorly, average and well graded quarry run rock placed in 1 m layers and compacted by four passes of the 10 static ton vibratory roller. All the densities are satisfactory depending on the specific

figure pour représenter la densité désignent, respectivement, de l'enrochement tout-venant de peu, moyennement ou bien étalé, mis en place en couches de 1 m et compacté par quatre passages d'un rouleau vibrant d'un poids statique de 10 tonnes. Toutes les densités peuvent être acceptables, selon la masse volumique de la roche et l'indice des vides de l'enrochement. Des indices de vide faibles sont à préférer et apportent un tassement inférieur de l'enrochement.

La dimension maximale des roches composant une couche peut correspondre à l'épaisseur de la couche. L'enrochement qui jouxte peut ne pas être complètement compacté et n'a pas besoin de l'être. Les plus grosses particules de roche supportent la charge à cet endroit.

## **1.2. SURVOL DES PROGRÈS JUSQU'ÀUX PRATIQUES ACTUELLES, DE 1965 À 2000**

Au cours de la période de développement s'étalant de 1965 à l'an 2000, de nombreux barrages CFRD ont été construits en guise de remplacement à un barrage-voûte, un barrage-poids ou un barrage en enrochement avec noyau de terre pour lequel on avait opté dans un premier temps. Parmi les raisons pour lesquelles un barrage CFRD a été adopté, on compte la découverte tardive de fondations dont les conditions sont défavorables à un barrage en béton, les coûts ou encore le manque de matériaux adéquats pour la construction du noyau d'un barrage en enrochement avec noyau de terre. De nos jours, les barrages CFRD représentent un important type de barrage, pris en considération dès les premières études de faisabilité. Un survol des progrès et des pratiques actuelles permet de constater que :

1. Les hauteurs maximales précédentes ont fait un bond, de 90 à 187 m. La hauteur maximale des barrages en construction ou planifiés est supérieure à 200 m.
2. Les plinthes en béton armé ancrées aux fondations, utilisées pour la première fois dans la construction des barrages d'Exchequer et de Cabin Creek, sont devenues pratique courante depuis. Jusqu'en 1958 environ, on fixait habituellement le masque en béton sur les fondations de roc en utilisant un parafouille de béton, tel que décrit par Cooke (1960) ; ce fut le cas notamment au barrage de Salt Spring, au barrage de Lower Bear River et au barrage de Wishon. Cette pratique a changé radicalement après que Terzaghi (1960) a commenté l'article de Cooke; après avoir déterminé que le parafouille sert seulement à ramener à une valeur acceptable les pertes dues à la percolation, il a avancé que la procédure la plus économique pour limiter la percolation consisterait à éliminer le parafouille de béton pour le remplacer par une plinthe ancrée dans les fondations et d'injecter du ciment dans le roc sous la dalle. Ses commentaires de conclusion sont opportuns « il est plutôt difficile de comprendre comment cette pratique brutale consistant à dynamiter une tranchée parafouille dans du roc compétent a vu le jour. Il s'agit peut-être des vestiges de l'époque où la technique de l'injection de coulis dans le roc était encore inconnue ».
3. Le traitement des fondations sous la plinthe et en aval de celle-ci fait toujours l'objet d'une attention particulière.

gravity of the rock and the void ratio of the fill. Low void ratios are desirable and lead to the least settlement within the fill.

The maximum size rock in a layer may be equal to the layer thickness. Immediately adjacent rockfill will not be fully compacted and does not need to be. The larger rock particles will attract load in the area.

## **1.2. SUMMARY OF 1965-2000 PROGRESS TO CURRENT PRACTICE**

During the 1965-2000-development period, many CFRDs were adopted to replace a previously selected arch, gravity or earth-core-rockfill dam type. Reasons for the change to the CFRD included the late discovery of adverse foundation conditions for a concrete dam, cost, or lack of appropriate core material for an earth-core-rockfill dam. Today, the CFRD is an established major dam type to be included in initial project feasibility studies. A summary of progress and current practice is:

1. Precedent maximum heights have jumped from 90 to 187 m. Maximum heights under construction or planned exceed 200 m.
2. The reinforced concrete plinth anchored to the foundation, first used at Exchequer and Cabin Creek, has since become standard practice. Up to about 1958, standard practice for the connection of the concrete face with the rock foundation was a concrete cutoff as described by Cooke, 1960, with examples of Salt Spring Dam, Lower Bear River Dam and Wishon Dam. This practice changed dramatically after Terzaghi, 1960, provided a discussion of the Cooke paper. After stating that the cutoff serves only the purpose of reducing the seepage losses to a tolerable value, he proposed that the most economical procedure for intercepting the flow of seepage would be to eliminate the concrete cutoff, and replace it by a plinth anchored to the foundation, and to grout the rock beneath the slab. His final remarks are appropriate: “it is rather difficult to understand how the brutal practice of blasting a cutoff trench out of sound rock came into existence. It may be the vestige of the days when the technique of rock grouting was still unknown”.
3. Foundation treatment below and downstream of the plinth always receives close attention.

4. Le gravier est utilisé dans la section transversale du barrage chaque fois que cela est possible dans le cadre d'une exécution rentable des travaux.
5. Si le drainage de l'enrochement n'est pas entièrement libre, d'abondantes provisions sont requises en vue du drainage interne.
6. Les zones sous le parement constituées de matériaux fortement perméables, semi-perméables et imperméables ont toutes donné des résultats satisfaisants. L'utilisation actuelle de pierre concassées de moins de 50 ou 75 mm, provenant d'une source saine et compétente, donne des résultats satisfaisants, en plus d'être économique et efficace.
7. Le compactage à l'aide d'une plaque vibrante à moins de 3 m du joint périmétral des surfaces horizontales et inclinées est requis de nos jours. Le rouleau vibrant ne peut s'approcher suffisamment de cette zone pour en assurer un compactage adéquat ; un mauvais compactage a déjà causé un déplacement latéral excessif et des dommages aux lames d'étanchéité. De nombreux barrages construits récemment utilisent la méthode des bordures profilées pour assurer la protection du talus amont pendant la construction et pour permettre un bon compactage des zones 2A et 2B. l'utilisation d'une bordure permet d'éviter d'avoir recours au compactage à l'aide de la plaque vibrante (Resende et Materon, 2000).
8. Un filtre fin (zone 2A), de moins de 20 ou 12 mm de dimension maximale, est requis à une distance de 1 à 3 m du joint périmétral, là où se sont déjà produites des fuites. Cela permet de limiter les fuites et d'assurer un colmatage par le limon ou le sable fin limoneux (zone 1A), un matériau non cohérent.
9. L'épaisseur de la dalle du masque a été réduite de  $0,3 + 0,0067 H$  à  $0,3 + 0,002 H$  (en mètres), ou est d'une épaisseur constante de 0,3 m pour les barrages en hauteur moyenne.
10. L'utilisation d'armatures a été réduite de 0,5 % dans toutes les directions à 0,3 % en direction horizontale et à 0,35 % ou 0,4 % en direction verticale et à proximité des appuis latéraux.
11. L'expérience avec une mise en eau partielle, due à des crues extrêmes ayant eu lieu avant la mise en place du masque en béton, a démontré que l'enrochement est en mesure de tolérer de fortes fuites sans danger. L'enrochement représente un bon dissipateur d'énergie.

### **1.3. CARACTÉRISTIQUES DES BARRAGES CFRD**

Les barrages de type CFRD offrent de nombreuses caractéristiques attrayantes en matière de conception, de construction et de calendrier d'exécution.

#### **1.3.1. Caractéristiques en matière de conception**

1. Tout l'enrochement zoné se trouve en aval du masque. Le coefficient de sécurité de l'ensemble au glissement est souvent supérieur à 7. Le barrage peut servir également à conforter les appuis.
2. Une plinthe sous laquelle les fondations ont subi un traitement approprié, ainsi qu'en amont et/ou en aval, raccorde la barrière d'étanchéité (dalle en béton du

4. Gravel is used in the dam cross section whenever economically available.
5. When rockfill is not positively free draining, liberal provision is made for internal drainage.
6. Face zones of highly pervious, semi-pervious and impervious material have all been satisfactory. Current practice of crusher-run minus 50 or 75 mm rock, obtained from a sound, competent source, is satisfactory, economical and practical.
7. Plate vibrator compaction within 3 m of the perimeter joint on the horizontal and sloped surface is now required. The vibratory roller cannot get close enough to adequately compact this zone, and poor compaction has been a cause of excessive offset and of waterstop damage. Many modern dams now use the “curb” method to provide face protection during construction and the ability to achieve good compaction of Zones 2A and 2B. Use of the curb eliminates the need for plate vibrator compaction (Resende and Materon, 2000).
8. A fine filter, minus 20 or 12 mm, is specified within 1 to 3 m of the perimeter joint, the location where leakage incidents have occurred. It limits leakage and allows sealing by silt or silty fine sand, a non-cohesive material.
9. Face slab thickness has been reduced from  $0.3 + 0.0067 H$  to  $0.3 + 0.002 H$  in meters, or is a constant 0.3 meters for dams of moderate height.
10. Reinforcing has been reduced from 0.5% each way to 0.3% horizontal and 0.35 or 0.4% vertical and near the abutments.
11. Experience, with partial filling due to extreme floods before the concrete face has been placed, has demonstrated the ability of rockfill to accept high leakage safely. Rockfill is an effective energy dissipater.

### **1.3. FEATURES OF THE CFRD**

The CFRD dam has many attractive features in design, construction, and schedule.

#### **1.3.1. Design Features**

1. All of the zoned rockfill is downstream from the water barrier. The overall sliding factor of safety often exceeds 7. The dam can also reinforce the abutments.
2. A plinth with appropriate foundation treatment below, upstream and/or downstream, connects the water barrier (concrete face slab) to the foundation.

masque amont) avec les fondations. Un parapet sur la crête permet une surface de construction supérieure pour la dalle du masque et réduit le volume de l'enrochement.

3. La sous-pression sous la plinthe ne constitue pas un problème. La pression sur les fondations excède la sous-pression sur les trois-quarts de la largeur de la base.
4. La poussée de l'eau est transmise aux fondations en amont de l'axe du barrage et cette caractéristique est essentiellement sûre.
5. Puisque tout l'enrochement est sec, les secousses sismiques ne peuvent provoquer une pression interstitielle.
6. L'association d'une forte résistance au cisaillement, de l'absence de pression interstitielle et d'un faible tassement lorsque des charges sismiques se produisent, procure à l'enrochement zoné une résistance inhérente aux charges sismiques.
7. Le seul mécanisme de défaillance crédible d'un barrage CFRD construit sur le roc est l'érosion causée par des déversements continus. Pour parer à ce risque, il faut faire appel aux études d'hydrologie et à la conception d'évacuateurs de crues et de revanches suffisantes. La formation de renard dans les fondations représente un type possible de défaillance pouvant résulter d'une utilisation toujours plus grande de barrages CFRD sur des fondations de roc altéré et de sol alluvial.
8. Les mouvements ultérieurs à la construction sont faibles et cessent après quelques années.
9. Comme pour n'importe quel type de barrage, il est nécessaire d'assurer une surveillance en auscultant les mouvements de surface et en mesurant les fuites. Cependant, l'appareillage de contrôle requis pour la surveillance de sécurité est limité ou inexistant.

### **1.3.2. Caractéristiques ayant trait à la construction et au calendrier d'exécution**

1. La construction de rampes est permise dans le corps du barrage et ce, dans toutes les directions. Cela limite la construction de routes de chantier sur le barrage et facilite la circulation et la mise en place des matériaux. Une construction inadéquate des rampes, un retard dans la mise en place de l'enrochement dans la recharge amont du barrage pour permettre l'installation de plateformes et la présence de routes de chantier croisant la plinthe et laissant des trous devant être remplis par la suite, sont des facteurs qui peuvent donner lieu à un tassement irrégulier du barrage et qui risquent de favoriser la fissuration du masque en béton avant et après la mise en eau du réservoir.
2. Lorsque les conditions du site le permettent, l'enrochement peut être placé sur les appuis latéraux avant la dérivation du cours d'eau. Cela permet aux matériaux provenant des excavations requises d'être directement utilisés pour la construction du barrage. Sur les cours d'eau importants, il est possible de réduire le volume d'enrochement dans la zone de coupure en plaçant rapidement l'enrochement sur les appuis latéraux, ce qui réduit ou élimine le risque de déversement pendant la construction.

A parapet wall at the crest provides a wider surface for construction of the face slab and reduces the volume of rockfill.

3. Uplift under the plinth is not an issue. The pressure on the foundation exceeds the uplift pressure over three-quarters of the base width.
4. Water load is transmitted into the foundation upstream from the dam axis, an inherently safe feature.
5. Since all of the rockfill is dry, earthquake shaking cannot cause internal pore water pressure.
6. The conditions of high shear strength, no pore pressure, and small settlement under seismic loading make the zoned rockfill inherently resistant to seismic loading.
7. The only credible mechanism of failure of a CFRD founded on rock is erosion by sustained overtopping flow. Hydrology, spillway, and freeboard design is the response to this risk. Piping of the foundation is a potential mode of failure as a result of the increasing use of CFRDs on weathered rock and alluvial foundations.
8. Post construction movements are small, and cease after several years.
9. Surveillance by monitoring surface movement and measuring leakage is required, as for any dam, but little or no instrumentation is needed for safety monitoring.

### **1.3.2. Construction and Schedule Features.**

1. Ramps are permitted within the body of the dam in any direction. This minimizes haul roads to the dam and facilitates traffic and placement on the dam. Inappropriate construction of ramps, delay in placement of rockfill within the downstream shoulder of the dam to accommodate staging, and haul roads that cross the plinth leaving holes to be filled later, can cause irregular settlement of the dam and can lead to cracking of the concrete face prior to and subsequent to reservoir filling.
2. Where site conditions permit, rockfill may be placed on abutments prior to river diversion. This allows required excavations to be placed directly into the dam. On major rivers, early placement of rockfill on abutments decreases the volume of rockfill in the closure section, thus reducing or eliminating overtopping risk during construction.

3. Les barrages CFRD permettent une grande flexibilité dans la gestion du cours d'eau pendant la construction. Leur résistance naturelle aux déversements, associée aux caractéristiques spéciales de conception comme un enrochement armé dans la face aval et des batardeaux en béton compacté au rouleau, permet d'avoir recours à des intervalles de récurrence des crues inférieurs, tout en ayant une exposition au risque durant la période de construction équivalente à celle des autres types de barrages en remblai.
4. La construction de la plinthe et l'injection de coulis se font à l'extérieur du barrage et n'ont aucune influence sur la mise en place du remblai ou sur le calendrier des travaux.
5. La mise en place de l'enrochement est relativement sans restriction et n'est pas entravée par la pluie. L'établissement du calendrier est fiable.
6. Le coffrage coulissant du masque en béton est une procédure planifiée répétitive, dont la programmation peut être fiable.
7. Le masque en béton peut être construit en diverses étapes, au moment où cela convient à l'entrepreneur. Un nombre excessif d'étapes et le retard dans la mise en place de l'enrochement de la recharge du barrage peut donner lieu à un tassement inadéquat qui risque de nuire au rendement de la dalle du masque en béton avant et après la mise en eau du réservoir.
8. La plinthe et la dalle interne peuvent être construites par coffrage coulissant, ce qui simplifie la construction.
9. Le parapet situé sur la crête du barrage peut être construit à partir d'éléments préfabriqués, ce qui permet d'accélérer les travaux.
10. L'utilisation d'une bordure profilée en amont a réduit la ségrégation de la zone de transition 2B et éliminé le compactage du talus amont (Resende et Materon, 2000).

#### **1.4. ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE AUX FUITES**

La résistance des barrages CFRD aux fuites a récemment fait l'objet de critiques dans les publications professionnelles (Anthiniac *et al.*, 2002). Quatre études de cas ont été menées et évaluées par l'entremise d'une analyse numérique : le barrage d'Aguamilpa au Mexique, d'une hauteur de 187 m ; celui de Xingo au Brésil, d'une hauteur de 140 m ; celui de Tianshengqiao 1 en Chine, d'une hauteur de 180 m ; et celui d'Ita au Brésil, d'une hauteur de 125 m. À partir de l'analyse de ces quatre barrages, les auteurs soutiennent que :

« La première mise en eau des barrages CFRD est trop souvent accompagnée de fuites, d'une ampleur parfois impressionnante, qui entravent la mise en œuvre des projets, réduisent leur rentabilité et exigent des mesures correctives coûteuses dont l'efficacité peut être incertaine. Les exploitants de tels barrages sont déçus et croient à tort que les fuites représentent un défaut inhérent des barrages CFRD. » (Anthiniac *et al.*, 2002).

3. CFRDs allow great flexibility for the management of the river during construction. Their natural strength to overtopping, combined with special design features, such as, reinforced rockfill in the downstream face, and RCC cofferdams, allow the use of lower interval recurrence floods and still have an equivalent risk exposure during the construction period to other types of embankment dams.
4. The plinth construction and grouting are outside the dam and do not interfere with embankment placement or the construction schedule.
5. Rockfill placement is relatively unrestricted and not affected by rainfall. Scheduling is reliable.
6. The slip forming of the concrete face is a repetitive planned procedure that can be reliably scheduled.
7. The concrete face can be constructed in stages at the convenience of the Contractor. Too many stages and delay in placement of rockfill in the shoulder of the dam can cause adverse settlement that can affect the performance of the concrete face slab prior to and subsequent to reservoir filling.
8. The plinth and internal slab can be constructed by slipforming simplifying construction.
9. The parapet wall located at the crest of the dam can be constructed of precast elements, thus improving schedule.
10. The use of the upstream extruded curb have reduced segregation of the transition 2B and eliminating upstream slope compaction (Resende and Materon, 2000).

#### **1.4. EVALUATION OF LEAKAGE PERFORMANCE**

The leakage performance of the CFRD has recently been criticized in the professional literature (Anthiniac *et al*, 2002). Four case histories were studied and evaluated using numerical analysis: Aguamilpa, Mexico, 187 m high; Xingo, Brazil, 140 m high; Tianshengqiao 1, China, 180 m high; and Ita, Brazil, 125 m high. Based on the analysis of these four dams, the authors state:

“Yet the first impounding of CFRDs is all too often accompanied by leakage, sometimes on an impressive scale, which disturbs the operation of the schemes, diminishes their profitability, and requires costly remedial measures, the efficiency of which can be uncertain. The owners of such dams are disenchanted and wrongly believe that leakage is an inherent flaw of CFRDs.” (Anthiniac *et al*, 2002).

« La sécurité des barrages n'a jamais été remise en question, puisque les matériaux dont ils sont construits permettent à l'eau de s'écouler librement sans provoquer des dommages ; toutefois les débits de fuite étaient considérés trop élevés, compte tenu du type de barrages et de leur fonction. Par ailleurs, la tendance actuelle est d'accepter des débits de fuite de plus en plus élevés, ce qui sous-entend que les fuites ne représentent pas un danger » (Anthiniac *et al.*, 2002).

Les auteurs proposent plusieurs explications pour ces débits de fuite élevés. Certains détails particuliers de la conception et/ou des défauts de construction sont à l'origine de déformations absolues et différentielles supérieures de la dalle du masque, ce qui peut provoquer des fissures sur celles-ci. Pour obtenir une plus faible déformation et ainsi une réduction des fissures de la dalle du masque, il convient de procéder à une sélection adéquate des matériaux du filtre et de l'enrochement, de mettre en place les matériaux de la recharge aval et de la recharge amont en couches plus minces en arrosant en abondance lors du compactage, d'éliminer les protubérances du roc en aval du joint périmétral et d'éviter la construction des recharges dans une séquence inadéquate. L'un des objectifs du présent Bulletin est de souligner l'importance cruciale que revêt la sélection attentive des détails de conception et de construction pour éviter la fissuration du masque et un débit de fuite embarrassant.

Le présent Bulletin et la CIGB n'adoptent certainement pas le point de vue que des débits de fuite de plus en plus élevés sont acceptables pour les barrages CFRD. De nombreux barrages CFRD conçus et construits au cours des dernières années ont obtenu d'excellents résultats en matière de débits de fuite (voir le Chapitre 11, Comportement). À titre d'exemple, le barrage CFRD d'Antamina au Pérou, d'une hauteur de 140 m et dont la construction a été achevée récemment, présentait un débit de fuite inférieur à un litre par seconde à la fin de la mise en eau du réservoir. Même s'ils ne constituent pas une menace pour la sécurité du barrage, les débits de fuite élevés représentent une source d'embarras pour l'ingénieur, le constructeur et l'exploitant du barrage et, dans la mesure du possible, ils doivent être évités.

## 1.5. RÉFÉRENCES

- ANTHINIAC, P., A. CARRERE, D. DEVELAY et R.-H. ANDRZEJEWSKI.  
« The Contribution of Numerical Analysis to the Design of CFRDs », *Hydropower & Dams*, Issue Four (2002), p. 127-132.
- COOKE, J. B. « Wishon and Courtright Concrete Face Dams », par J. Barry COOKE, *Symposium on Rockfill Dams, Transactions ASCE*, vol. 125, Part II, 1960.
- COOKE, J. B. « Progress in Rockfill Dams (18<sup>th</sup> Terzaghi Lecture) », *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 110, n° 10 (1984), p. 1383-1414.
- COOKE, J. B. et J. L. SHERARD., éd. « Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance », *Proceedings, Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Detroit, Michigan, 1985, 658 p.
- COOKE, J. B. « "Progress in Rockfill Dams, Discussions and Closure" Discussions by : R. Casinader, W. L. Chadwick, C. A. Fetzer, M. D. Fitzpatrick, E. M. Fucik,

“The safety of the dams was never called into question, since the materials of which they are made enable water to flow out freely without causing any damage, but the leakage rates were deemed to be too high, given the type of dam and the functions involved. Moreover, the current trend is to accept increasingly high leakage rates, implying that leakage is not a danger.” (Anthiniac *et al*, 2002).

The authors suggest several causes for the high leakage rates. Particular design details and/or construction defects lead to larger absolute and differential deformations of the face slab, which can then lead to face slab cracking. Avoiding these causes by means of appropriate selection of filter and rockfill materials, upstream and downstream shell placement in thinner layers along with generous use of water during compaction, elimination of rock protrusions downstream of the perimeter joint, and avoiding inappropriate shell construction sequences, will lead to smaller deformations and a reduction in face slab cracking. One of the purposes of this Bulletin is to emphasize that careful selection of design and construction details is extremely important to avoid face cracking and embarrassing leakage rates.

It is certainly not the position of this Bulletin or of ICOLD “to accept increasingly high leakage rates” in CFRDs. Many modern CFRDs, designed and constructed in recent years, have performed extremely well with respect to leakage rates (see Chapter 11, Performance). As an example, the recently completed Antamina CFRD in Peru, 140 m high, had a leakage rate of less than one liter per second upon completion of reservoir filling. High leakage rates, even if safety is not jeopardized, are embarrassing to the engineer, the constructor and the owner and are to be avoided to the maximum extent possible.

## 1.5. REFERENCES

- ANTHINIAC, P., CARRERE, A., DEVELAY, D., ANDRZEJEWSKI, R. H., “The Contribution of Numerical Analysis to the Design of CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Issue Four, page 127-132, 2002.
- COOKE, J. B., “Wishon and Courtright Concrete Face Dams”, by J. Barry Cooke, *Symposium on Rockfill Dams, Transactions ASCE*, Vol. 125, Part II, 1960.
- COOKE, J. B., “Progress in Rockfill Dams (18<sup>th</sup> Terzaghi Lecture)”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v.110, No. 10, p.1383-1414, 1984.
- COOKE, J. B. and SHERARD, J. L., editors, “Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance”, Proceedings, Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Detroit, Michigan, 658 pages, 1985.
- COOKE, J. B., “Progress in Rockfill Dams, Discussions and Closure”, Discussions by: R. Casinader, W. L. Chadwick, C. A. Fetzer, M. D. Fitzpatrick, E. M. Fucik,

- Jorge E. Hacas et Carlo A. Ramirez, A. C. Houslby, A. Maralunda et C. S. Ospina, Bayardo Materon, A. H. Merritt, N. G. K. Murti, Ivor L. Pinkerton, Pietro De Porcellinis, C.F. Ripley, James L. Sherard, Arthur G. Strussburger, William F. Swiger, H. Taylor, and author closure », *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 112, n° 2 (1986) p. 217-253.
- COOKE, J. B. « The Concrete-faced Rockfill Dam », *Water Power & Dam Construction* (janvier 1991).
- COOKE, J. B. et A. V. SUNDARAM. « Section 16, Concrete Face Rockfill Dams », in *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, V. J. Zipparo et H. Hasen, éd., 4<sup>e</sup> édition, McGraw-Hill, New York, 1992.
- COOKE, J. B.. « The Concrete Face Rockfill Dam », *Annual USCOLD Lecture Series (17<sup>th</sup>); Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams*, San Diego, CA, p. 117-132 (avril 1997).
- Hydropower & Dams*, « Progress at Current Major CFRD Projects », Issue Four (2003) p. 79-87.
- ICOLD, « Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art », *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70 (1989).
- KOLLGAARD, E. B., et W. L.CHADWICK, éd. *Development of Dam Engineering in the United States, prepared in commemoration of the 16<sup>th</sup> ICOLD Congress, United States Committee on Large Dams*, New York, Pergamon Press, 1 072 p, 1988.
- LI EDING (China) Président. *International Symposium on High Earth-Rockfill Dams- Especially CFRDs, Proceedings*, Beijing, China, 3 Volumes, 26-29 octobre 1993.
- RESENDE F. et B. MATERON. « Ita Method-New Construction Technology for the Transition Zone of CFRDs », *CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Pékin, Chine, 18 septembre 2000.
- SHERARD, J. L. « Concrete-face rockfill dam (CFRD) », *Special Memorial Issue, Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 113, n° 10 (1987), p. 1095-1201. « Assessment », paper No. 21852, SHERARD, J. L. et J. B. COOKE, « Design », paper No. 21853, COOKE, J. B. et J. L. SHERARD. Discussions on 1985 Symposium papers. Closure by J. B. COOKE, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 115, n° 3 (1989), p. 431-433.
- STEELE, I. C. et J. B. COOKE. « Section 19, Concrete Face Rockfill Dams », dans *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 3<sup>e</sup> édition, C.V. DAVIS et K. E. SORENSON éd., McGraw-Hill, New York, 1969.
- TERZAGHI, K. « Discussion on "Wishon and Courtright Concrete Face Dams", by J. Barry Cooke », *Symposium on Rockfill Dams, Transactions ASCE*, vol. 125, Part II, 1960.
- Terzaghi Lectures, 1974-1982, *Geotech Special Publication No. 1. Water Power & Dam Construction*, vol. 43, n° 1 (janvier 1991); vol. 44, n° 4 (avril 1992); vol. 45, n° 2 (février 1993); vol. 51, n° 3 (mars 1999).

- Jorge E. Hacas and Carlo A. Ramirez, A. C. Houslby, A. Maralunda and C. S. Ospina, Bayardo Materon, A. H. Merritt, N. G. K. Murti, Ivor L. Pinkerton, Pietro De Porcellinis, C.F. Ripley, James L. Sherard, Arthur G. Strussburger, William F. Swiger, H. Taylor, and author closure, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v.112, No. 2, p. 217-253, 1986.
- COOKE, J. B., “The Concrete-faced Rockfill Dam”, *Water Power & Dam Construction*, January 1991.
- COOKE, J. B. and SUNDARAM, A. V., “Section 16, Concrete Face Rockfill Dams”, *Davis’ Handbook of Applied Hydraulics*”, 4<sup>th</sup> edition, Zipparro, V. J. and Hasen, H. editors, McGraw-Hill, New York, 1992.
- COOKE, J. B., “The Concrete Face Rockfill Dam”, *Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams*, 17<sup>th</sup> Annual USCOLD Lecture Series, San Diego, CA, pp. 117-132, April, 1997.
- Hydropower & Dams*, “Progress at Current Major CFRD Projects”, Issue Four, pp. 79-87, 2003.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- KOLLGAARD, E. B., and CHADWICK, W. L., editors, “Development of Dam Engineering in the United States”, prepared in commemoration of the 16<sup>th</sup> ICOLD Congress, *United States Committee on Large Dams*, New York, Pergamon Press, 1 072 p, 1988.
- LI EDING (China) Chairman, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams-Especially CFRDs, *Proceedings*, Beijing, China, 3 Volumes (English), October 26-29, 1993.
- RESENDE F., MATERON, B., “Ita Method-New Construction Technology for the Transition Zone of CFRDs”, *CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, 18 September 2000, Beijing, China.
- SHERARD, J. L., “Concrete-face rockfill dam (CFRD)”, *Special Memorial Issue, Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 113, No. 10, p.1095-1201, 1987. “Assessment”, paper No. 21852, Sherard, J. L. and Cooke, J. B. “Design”, paper No. 21853, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. Discussions on 1985 Symposium papers. Closure by Cooke, J. B. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v 115, No. 3, p. 431-433, 1989.
- STEELE, I. C. and COOKE, J. B., “Section 19, Concrete Face Rockfill Dams”, *Davis’ Handbook of Applied Hydraulics*”, 3<sup>rd</sup> edition, Davis, C.V., and Sorenson, K.E. editors, McGraw-Hill, New York, 1969.
- TERZAGHI, K., Discussion on “Wishon and Courtright Concrete Face Dams”, by J. Barry Cooke, *Symposium on Rockfill Dams, Transactions ASCE*, Vol. 125, Part II, 1960.
- Terzaghi Lectures, 1974-1982, *Geotech Special Publication No. 1. Water Power & Dam Construction*, Volume 43, Number 1, January 1991; Volume 44, Number 4, April 1992; Volume 45, Number 2, February 1993; Volume 51, Number 3, March 1999.

---

## 2. ANALYSES PRÉPARATOIRES

---

Même si peu d'analyses sont nécessaires en vue de la conception d'un barrage CFRD, il est recommandé de réaliser certaines études afin de fournir à l'ingénieur et à l'exploitant les données leur permettant d'évaluer le comportement du barrage tout au long de la durée du projet, depuis sa construction jusqu'à la mise en eau, ainsi que son comportement dans les conditions normales d'exploitation. L'estimation du comportement de l'ouvrage lors de phénomènes extrêmes comme un séisme ou une crue majeure peuvent en outre s'avérer utiles en vue d'une comparaison *a posteriori*.

La plupart des détails de conception sont mis au point à partir des expériences précédentes et en se fondant sur une bonne compréhension tant de l'état des fondations que des matériaux utilisés dans la construction du barrage. Le présent chapitre offre un survol de diverses analyses simplifiées pouvant être réalisées pour évaluer la stabilité statique et dynamique de l'ouvrage, son tassement et son déplacement horizontal, de même que les fuites qu'il présentera.

Ce chapitre présente également un aperçu du comportement de divers barrages ayant résisté adéquatement à d'importants séismes. De plus, il présente une étude de cas des analyses réalisées en vue de la conception d'un barrage CFRD de 200 m et de son comportement prévu aux charges statiques et sismiques. Tant des études empiriques que la méthode des éléments finis ont été utilisées pour prévoir la réaction et le comportement du barrage.

### 2.1. STABILITÉ STATIQUE DES BARRAGES CFRD

#### 2.1.1. Résistance au cisaillement de l'enrochement compacté

Leps a examiné dans ses travaux de 1970 la résistance au cisaillement de remblai compacté en enrochement et en gravier, telle que mesurée lors d'essais de compression triaxiale réalisés en laboratoire sur de grands échantillons. Le diagramme récapitulatif des données présenté dans l'article est illustré à la Fig. 4. La résistance au cisaillement, mesurée par l'angle de frottement interne, est positionnée par rapport à la contrainte normale sur le plan de rupture. Il convient de souligner que la résistance au cisaillement n'implique aucune cohésion apparente. Les données mettent en évidence le fait que la résistance au cisaillement varie avec la contrainte normale. De manière générale, Leps démontre que :

- Si la contrainte normale est inférieure à environ 70 kPa (10 psi), l'angle de frottement interne varie ; d'environ  $45^{\circ}$  pour des particules tendres, de faible densité et peu étalées, il peut atteindre jusqu'à  $60^{\circ}$  pour des particules dures, bien étalées et de forte densité. Leps définit les particules tendres comme étant des roches dont la résistance à la compression non confinée varie de 3,4 à 17,2 MPa (500 à 2 500 psi) et les particules dures comme des roches dont la résistance à la compression non confinée varie de 69 à 207 MPa (10 000 à 30 000 psi).

---

## 2. ANALYSES FOR DESIGN

---

Although few analyses are required for the design of the CFRD, several analyses are suggested to provide the engineer and owner with information upon which to judge the performance of the dam throughout the life of the project from construction, first reservoir filling, and normal project operation. Estimates of performance during an extreme event, such as an earthquake or major flood are useful for comparison in the aftermath of such an event.

Most design details are developed based on precedent and on an understanding of the foundation conditions and the construction materials to be used in the dam. This chapter summarizes several simplified analyses that can be performed to evaluate static and dynamic stability, settlement and displacement, and leakage.

This chapter also summarizes the performance of several rockfill dams that have successfully survived major earthquakes. In addition, a case history of the design analyses and anticipated response of a 200-m tall CFRD to static and seismic loading is presented. Both empirical techniques and the finite element method (FEM) were used to estimate the response and performance of the dam.

### 2.1. STATIC STABILITY OF THE CFRD

#### 2.1.1. Shear Strength of Compacted Rockfill

Leps (1970) reviewed the shear strength of compacted rockfill and gravel fill as measured with the use of large diameter laboratory triaxial tests. The summary plot of the data, as presented in the paper, is shown on Fig. 4. The shear strength, measured by the angle of internal friction, is plotted against the normal stress on the failure plane. Note that shear strength includes no apparent cohesion. The data clearly indicates the variation of shear strength with normal pressure. In general, Leps found that:

- At normal stress below about 70 kPa (10 psi), the angle of internal friction varies from about 45° for low density, poorly graded weak particles to as high as 60° for high density, well graded strong particles. Leps defined weak particles as rock having an unconfined compressive strength of 3.4 to 17.2 MPa (500 to 2500 psi) and strong particles as rock having an unconfined compressive strength of 69 to 207 MPa (10 000 to 30 000 psi).

- Les angles de frottement diminuent de  $6^\circ$  ou  $7^\circ$  chaque fois que la contrainte normale sur le plan de rupture est multipliée par 10.
- Les matériaux bien étalés présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux peu étalés.
- Les matériaux ayant une densité supérieure présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux ayant une faible densité.
- Les matériaux anguleux présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux arrondis, à condition que les autres facteurs soient équivalents.
- Les matériaux secs présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux saturés.

Les données provenant d'autres barrages en enrochement et en gravier confirment les conclusions de Leps, tel qu'indiqué dans le Bulletin 92 de la CIGB, « Matériaux rocheux pour barrages en enrochement ».

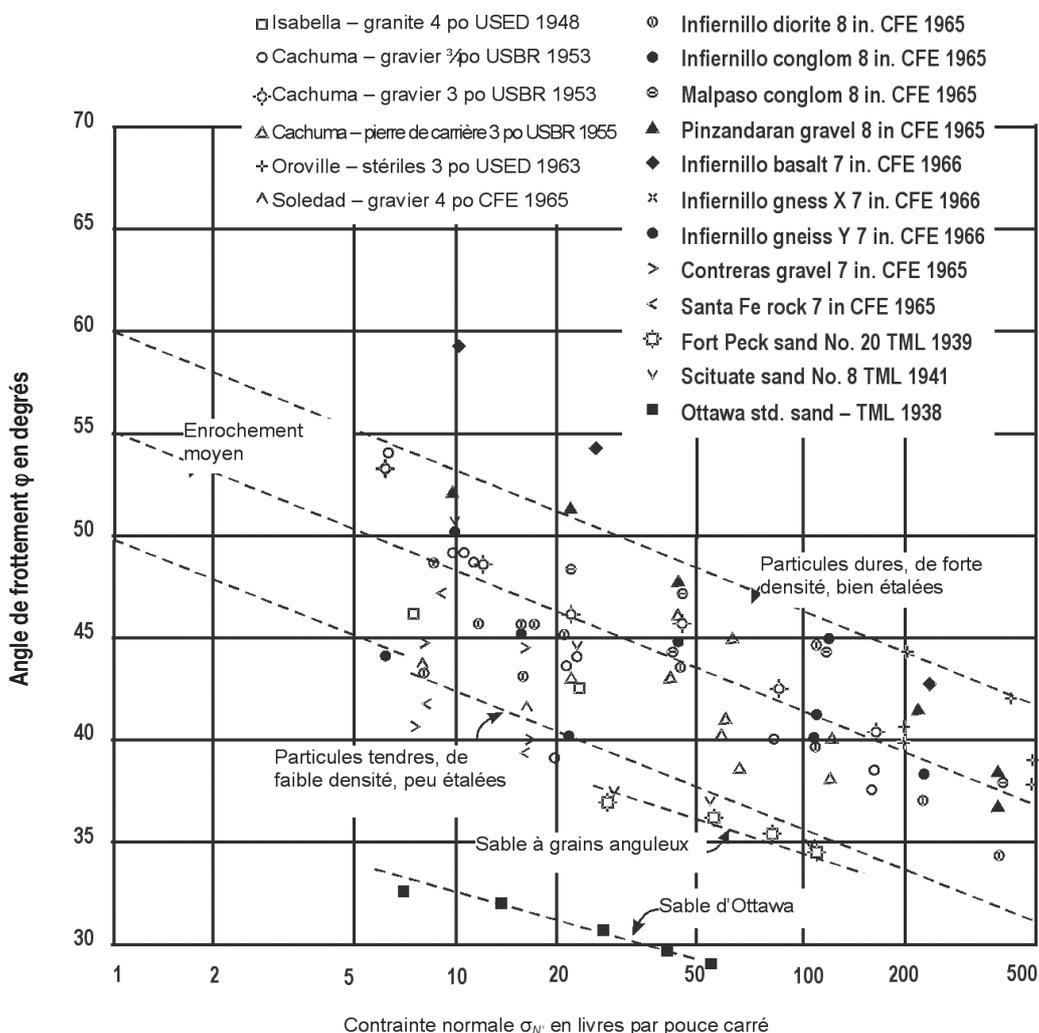


Fig. 4  
Résistance au cisaillement de l'enrochement  
à partir des essais de compression triaxiale sur de grands échantillons  
(Leps, 1970)

- Friction angles reduce by 6° or 7° per 10 times increase in the normal pressure on the failure plane.
- Well graded materials exhibit higher shear strength than poorly graded materials.
- Higher density materials exhibit higher shear strength than low density materials.
- Angular materials exhibit higher shear strength than rounded materials, other factors being equal.
- Dry materials exhibit higher shear strength than saturated materials.

Data from other rockfill and gravel fill dams generally support the findings reported by Leps, as presented in ICOLD Bulletin, 92, “Rock Materials of Rockfill Dams”.

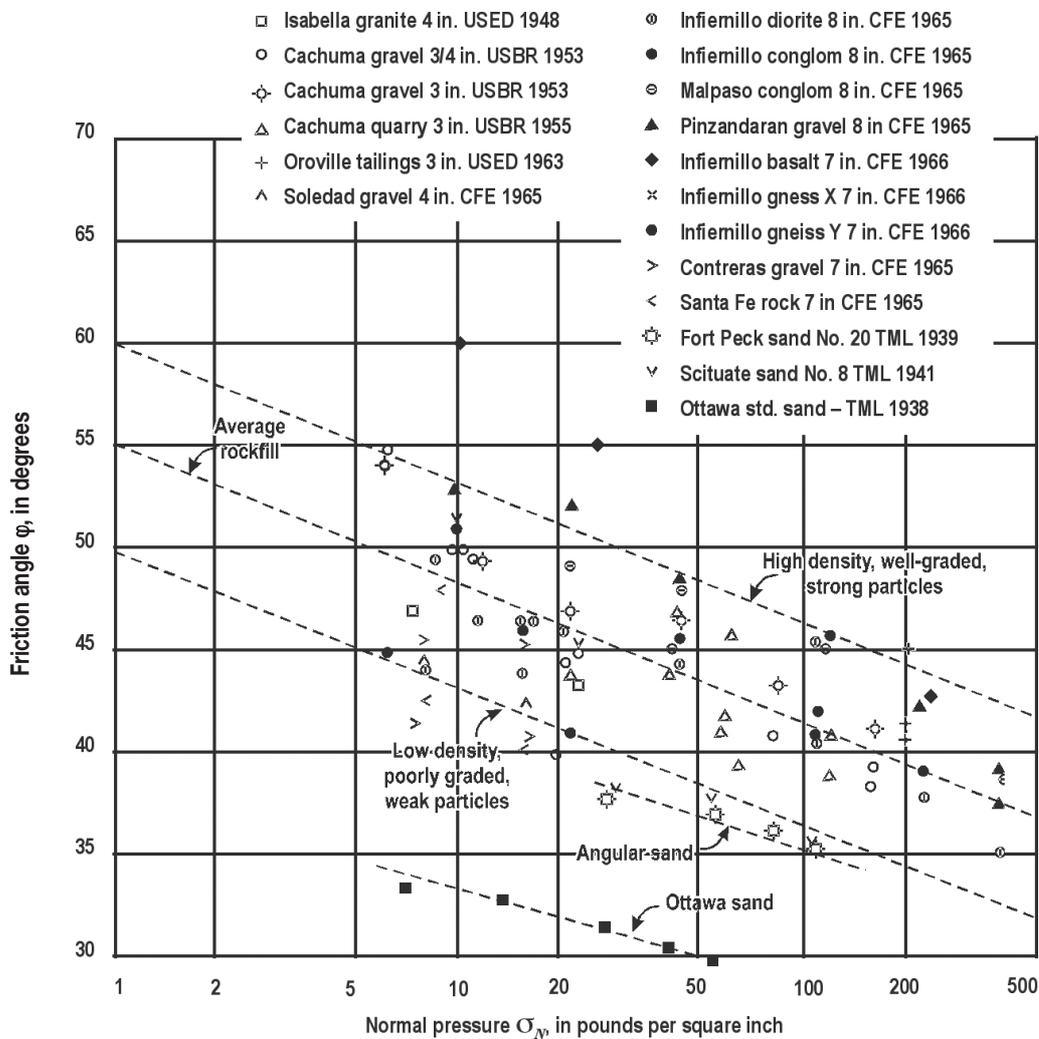


Fig. 4  
Shear Strength of Rockfill from Large Triaxial Tests (Leps, 1970)

Diverses études portant sur la résistance au cisaillement de l'enrochement (Marsal, 1973; Barton et Kjaernli, 1981; Charles et Watts, 1980; CIGB, 1993 et d'autres) attestent que le comportement réel de l'enrochement est non linéaire et que la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale s'exprime par la formule :

$$\tau = A \cdot (\sigma')^b$$

où :

$\tau$  = résistance au cisaillement,

$\sigma'$  = contrainte normale effective,

A, b = coefficients empiriques variant selon le type de roche.

### **2.1.2. Analyse de stabilité d'une pente infinie**

L'analyse simple de stabilité d'une pente infinie utilisant un angle de frottement de 500 et une pente de 1,3 H : 1 V donne un coefficient de sécurité de 1,55, un résultat satisfaisant pour un enrochement bien compacté. Des pentes abruptes pouvant atteindre un rapport de 1,2 H : 1 V ont été construites en guise de pente aval entre les bermes des chemins d'accès de certains barrages CFRD. Étant donné que l'équipement de compactage moderne permet de créer un remblai dense et à haute résistance facilement et de façon routinière, les pentes aval des barrages CFRD sont déterminées en fonction :

- De la hauteur du barrage. On opte pour des pentes légèrement plus douces pour les barrages supérieurs à 120 m.
- De la qualité de l'enrochement. On choisit des pentes plus douces lorsque des roches de qualité inférieure sont utilisées.
- De l'activité sismique de la région où le barrage CFRD doit être construit. On opte pour des pentes plus douces si le projet se situe dans une région présentant une forte activité sismique.

### **2.1.3. Analyses simples de stabilité par équilibre limite**

La Fig. 5 illustre les résultats d'analyses d'équilibre limite réalisées sur la crête d'un barrage CFRD de 200 mètres. Le parapet a une hauteur de 7 m, les pentes externes présentent un rapport de 1,5 H : 1 V et la revanche au-dessus du niveau maximum d'opération est de 15 m. L'analyse a été réalisée pour estimer le comportement du barrage durant le séisme maximal de projet, qu'on suppose égal au séisme maximal prévisible. Un angle de frottement interne de 400 a été utilisé par prudence. Des coefficients de sécurité allant de 2,1 à 2,2 ont été calculés. Si des angles de frottement interne de 45 à 500 étaient utilisés, on obtiendrait des coefficients de sécurité nettement supérieurs.

Des coefficients de sécurité statiques relativement élevés peuvent être prévus lorsqu'on effectue une analyse de stabilité de pente des barrages CFRD. Cela s'explique en partie par la forte résistance au cisaillement due au frottement présent et par l'absence de saturation et de pression intersistie.

Various studies of the shear strength of rockfill (Marsal, 1973, Barton and Kjaernli, 1981, Charles and Watts, 1980, ICOLD 1993 and others) confirmed that the actual behavior of rockfill is non linear, and that a relation between the shear stress and the normal stress is of the form:

$$\tau = A \cdot (\sigma')^b$$

where:

$\tau$  = shear strength,

$\sigma'$  = effective normal stress,

A, b = empirical coefficients that depend on the type of rock.

### 2.1.2. Infinite Slope Stability Analysis

A simple infinite slope stability analysis using a friction angle of 500 and a 1.3H:1V slope yields a factor of safety of 1.55, satisfactory for well compacted rockfill. Slopes as steep as 1.2H:1V have been used on the downstream slope between access road berms on some CFRDs. Because modern compaction equipment can easily and routinely create a dense, high strength fill, outer slopes of the CFRD are selected based on:

- The height of the dam. Somewhat flatter slopes are selected for dams exceeding 120 m.
- The quality of the rockfill. Flatter slopes are selected when poorer quality rock is used.
- The seismicity of the region in which the CFRD is to be constructed. Flatter slopes are selected when the project is located in a region with strong seismicity.

### 2.1.3. Simple Limiting Equilibrium Stability Analyses

Fig. 5 presents the results of limiting equilibrium analysis performed at the crest of a 200 m tall CFRD. The parapet wall is 7 m tall, outer slopes are 1.5H:1V, and freeboard above the maximum operating pool is 15 m. The analysis was performed to provide input to an estimate of the performance of the dam during the maximum design earthquake, assumed equal to the maximum credible earthquake. The analysis conservatively used an angle of internal friction equal to 40°. Factors of safety between 2.1 and 2.2 were calculated. Computed factors of safety, using friction angles of 45 to 500, would yield substantially higher factors of safety.

Relatively high static factors of safety can be anticipated when performing slope stability analysis of the CFRD. This is partly the result of the high frictional shear strength that is present and partly the result of the absence of saturation and internal pore water pressure.

Des analyses de stabilité par équilibre limite, avec et sans effets sismiques, sont également requises pour des surfaces de rupture potentielle qui passent tant dans le remblai que dans les fondations, si les fondations contiennent des couches faibles (Casinader et Stapledon, 1979; Gosschalk et Kulasi).

## 2.2. STABILITÉ DYNAMIQUE DES BARRAGES CFRD

### 2.2.1. Comportement mesuré des barrages en enrochement lors de séismes

Le Tableau 1 présente les déformations mesurées sur des barrages en enrochement à la suite de séismes. Les données ont été rassemblées par Swaisgood et ont été présentées lors de la conférence régionale de l'ouest de l'Association of State Dam Safety Officials en mai 1995. Le tassement différentiel est le tassement mesuré à la crête du barrage, divisé par la hauteur combinée du barrage et de tout dépôt alluvial, et calculé sous forme de pourcentage. L'indice de gravité de séisme a été ajouté au tableau établi par Swaisgood à partir des accélérations maximales du sol estimées ou enregistrées sur le site des barrages.

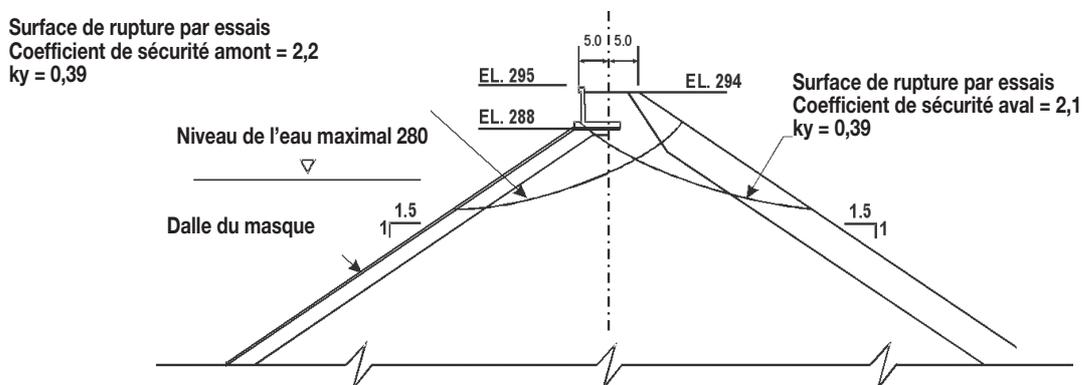


Fig. 5  
Analyse de l'équilibre limite à la crête d'un barrage CFRD

Limiting equilibrium stability analyses, with and without seismic effects, are also required of potential failure surfaces passing through both the embankment and foundations, where the foundation contains weak seams (Casinader and Stapledon, 1979, Gosschalk and Kulasinghe, 1985).

**2.2. DYNAMIC STABILITY OF THE CFRD**

**2.2.1. Measured Performance of Rockfill Dams During Earthquake**

Table 1 presents the measured earthquake induced deformation of rockfill dams. The data was compiled by Swaisgood and presented at the May 1995, western regional conference of the Association of State Dam Safety Officials. Relative settlement is the measured crest settlement of the dam divided by the combined height of the dam plus any underlying alluvium expressed as percent. The Earthquake Severity Index was added to the Swaisgood table based on the estimated and recorded peak ground accelerations that occurred at the dam site.

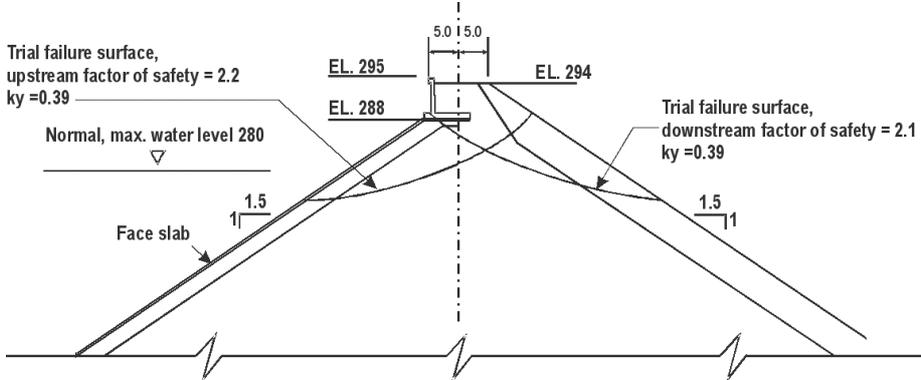


Fig. 5  
Limit Equilibrium Analysis at Crest of CFRD

**Tableau 1**  
**Déformation de barrages en enrochement due aux séismes**

Nom du barrage	Endroit	Type de barrage	DH, m	AT, m	Nom du séisme	Année	Magnitude	PGA, g	Tassement de la crête cm	Tassement relatif %	Indice de gravité
Cogoti	Chili	CFRD	85,4	0,0	Illapei	1943	7,9	0,20	37,8	0,44	7,86
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	Mich.-Guerrero	1985	8,1	0,13	32,9	0,24	6,07
Pantabangan	Philippines	ECRD	114,3	0,0	Philippines	1990	7,7	0,58	27,7	0,24	19,01
Aya	Philippines	ECRD	102,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,58	20,1	0,20	19,01
Los Angeles	Californie	ECRD	47,3	0,0	Northridge	1994	6,7	0,43	8,8	0,19	4,58
Makio	Japon	ECRD	95,0	0,0	Naganoken	1984	6,8	0,57	15,0	0,16	6,94
Matahina	Nelle-Zélande	ECRD	86,0	?	Edgcumbe	1987	6,3	0,33	11,9	0,14	1,92
Diayo	Philippines	ECRD	60,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,38	6,7	0,11	12,45
Namioka	Japon	ECRD	52,1	0,0	Nihonkai-Chubu	1983	7,7	0,08	5,8	0,11	2,62
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	Playa Azul	1981	7,3	0,09	14,3	0,11	1,98
Minase	Japon	CFRD	67,1	?	Nigata	1964	7,5	0,08	6,1	0,09	2,16
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1985	7,5	0,04	12,2	0,09	1,08
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1979	7,6	0,12	13,1	0,09	3,57
North Dike (LA)	Californie	ECRD	35,7	0,0	Northridge	1994	6,7	0,42	3,0	0,09	4,47
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	Mich.-Guerrero	1985	8,1	0,13	11,0	0,08	6,07
San Justo	Californie	ECRD	39,9	14,0	Loma Prieta	1989	7,1	0,26	3,7	0,07	4,57
Canili	Philippines	ECRD	70,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,38	4,3	0,06	12,45
Leroy Anderson	Californie	ECRD	71,6	0,0	Loma Prieta	1989	7,1	0,26	4,3	0,06	4,57
Cogswell	Californie	CFRD	81,1	0,0	Sierra Madre	1991	5,8	0,46	4,3	0,05	1,01
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	Playa Azul	1981	7,3	0,05	6,4	0,04	1,10
Nagara	Japon	ECRD	52,1	?	Chiba-Toh	1987	6,9	0,27	2,1	0,04	3,73
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1979	7,6	0,02	4,6	0,03	0,60
Tsengwen	Taiwan	ECRD	131,4	?	n.d.	1976	5,3	0,16	4,0	0,03	0,08
Cogswell	Californie	CFRD	81,1	0,0	Northridge	1994	6,7	0,10	2,1	0,03	1,06
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1975	5,9	0,08	3,7	0,03	0,22
Leroy Anderson	Californie	ECRD	71,6	0,0	Morgan Hill	1984	6,2	0,41	1,5	0,02	2,01
Miboro	Japon	ECRD	129,9	0,0	Kitamino	1961	7,0	0,15	2,7	0,02	2,34
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1975	7,2	0,04	2,4	0,02	0,79
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1975	7,2	0,09	2,4	0,02	1,77
Magat	Philippines	ECRD	100,0	0,0	Philippines	1991	7,7	0,05	0,6	0,01	1,64
Oroville	Californie	ECRD	234,8	0,0	Oroville	1975	5,9	0,10	0,9	0,00	0,27

Légende :

DH	Hauteur du barrage, en m
AT	Épaisseur de l'alluvion sous le barrage, en m
ECRD	Barrage en enrochement avec noyau de terre
CFRD	Barrage en enrochement à masque amont en béton
PGA	Accélération maximale du sol
Tassement relatif	Tassement de la crête divisé par la hauteur combinée du barrage et de l'épaisseur de l'alluvion, en pourcentage
Indice de gravité	$PGA * (Magnitude \text{ du séisme} - 4,5) ^3$

Table 1  
Earthquake induced deformation of rockfill dams

Name of Dam	Location	Dam type	DH, m	AT, m	Name of earthquake	Year	Magnitude	PGA, g	Crest settlement cm	Relative Settlement %	Earthquake Severity Index
Cogoti	Chili	CFRD	85.4	0,0	Illapei	1943	7.9	0.20	37.8	0.44	7.86
La Villita	Mexico	ECRD	60.1	75.3	Mich.-Guerrero	1985	8.1	0.13	32.9	0.24	6.07
Pantabangan	Philippines	ECRD	114.3	0.0	Philippines	1990	7.7	0.58	27.7	0.24	19.01
Aya	Philippines	ECRD	102.1	0.0	Philippines	1990	7.7	0.58	20.1	0.20	19.01
Los Angeles	California	ECRD	47.3	0.0	Northridge	1994	6.7	0.43	8.8	0.19	4.58
Makio	Japan	ECRD	95.0	0.0	Naganoken	1984	6.8	0.57	15.0	0.16	6.94
Matahina	New-Zealand	ECRD	86.0	?	Edgecumbe	1987	6.3	0.33	11.9	0.14	1.92
Diayo	Philippines	ECRD	60.1	0.0	Philippines	1990	7.7	0.38	6.7	0.11	12.45
Namioka	Japan	ECRD	52.1	0.0	Nihonkai-Chubu	1983	7.7	0.08	5.8	0.11	2.62
La Villita	Mexico	ECRD	60.1	75.3	Playa Azul	1981	7.3	0.09	14.3	0.11	1.98
Minase	Japan	CFRD	67.1	?	Nigata	1964	7.5	0.08	6.1	0.09	2.16
La Villita	Mexico	ECRD	60.1	75.3	n.d.	1985	7.5	0.04	12.2	0.09	1.08
El Infiernillo	Mexico	ECRD	146.0	0.0	n.d.	1979	7.6	0.12	13.1	0.09	3.57
North Dike (LA)	California	ECRD	35.7	0.0	Northridge	1994	6.7	0.42	3.0	0.09	4.47
El Infiernillo	Mexico	ECRD	146.0	0.0	Mich.-Guerrero	1985	8.1	0.13	11.0	0.08	6.07
San Justo	California	ECRD	39.9	14.0	Loma Prieta	1989	7.1	0.26	3.7	0.07	4.57
Canili	Philippines	ECRD	70.1	0.0	Philippines	1990	7.7	0.38	4.3	0.06	12.45
Leroy Anderson	California	ECRD	71.6	0.0	Loma Prieta	1989	7.1	0.26	4.3	0.06	4.57
Cogswell	California	CFRD	81.1	0.0	Sierra Madre	1991	5.8	0.46	4.3	0.05	1.01
El Infiernillo	Mexico	ECRD	146.0	0.0	Playa Azul	1981	7.3	0.05	6.4	0.04	1.10
Nagara	Japan	ECRD	52.1	?	Chiba-Toh	1987	6.9	0.27	2.1	0.04	3.73
La Villita	Mexico	ECRD	60.1	75.3	n.d.	1979	7.6	0.02	4.6	0.03	0.60
Tsengwen	Taiwan	ECRD	131.4	?	n.d.	1976	5.3	0.16	4.0	0.03	0.08
Cogswell	California	CFRD	81.1	0.0	Northridge	1994	6.7	0.10	2.1	0.03	1.06
El Infiernillo	Mexico	ECRD	146.0	0.0	n.d.	1975	5.9	0.08	3.7	0.03	0.22
Leroy Anderson	California	ECRD	71.6	0.0	Morgan Hill	1984	6.2	0.41	1.5	0.02	2.01
Miboro	Japan	ECRD	129.9	0.0	Kitamino	1961	7.0	0.15	2.7	0.02	2.34
La Villita	Mexico	ECRD	60.1	75.3	n.d.	1975	7.2	0.04	2.4	0.02	0.79
El Infiernillo	Mexico	ECRD	146.0	0.0	n.d.	1975	7.2	0.09	2.4	0.02	1.77
Magat	Philippines	ECRD	100.0	0.0	Philippines	1991	7.7	0.05	0.6	0.01	1.64
Oroville	California	ECRD	234.8	0.0	Oroville	1975	5.9	0.10	0.9	0.00	0.27

Legend:

DH	Height of dam, in m
AT	Thickness of alluvium below the dam, in m
ECRD	Earth core rockfill dam
CFRD	Concrete face rockfill dam
PGA	Peak ground acceleration
Relative Settlement	Crest settlement divided by the combined dam height and thickness of alluvium, in %
Severity Index	$PGA * (Earthquake Magnitude - 4,5) ^3$

L'indice de gravité des séismes mis au point par Bureau (1985) est défini par la formule :

$$ESI = PGA * (M - 4,5)^3$$

où :

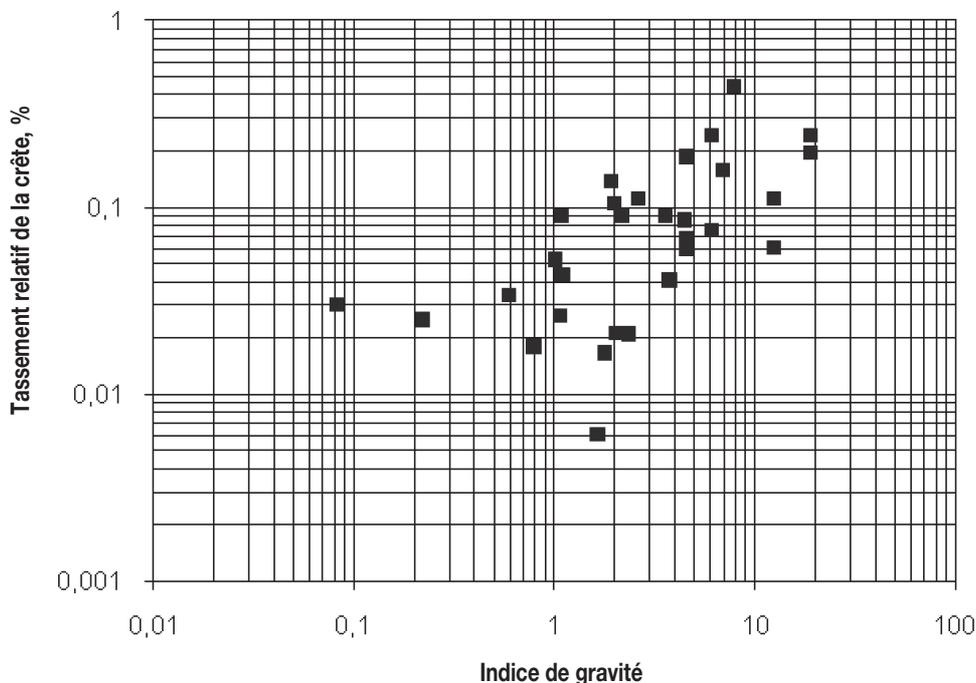
ESI = Indice de gravité des séismes

PGA = Accélération horizontale maximale au sol sur le site

M = Magnitude

Comme le démontre la Fig. 6. il existe une certaine relation entre le tassement différentiel et l'indice de gravité du séisme.

### COMPORTEMENT LORS DE SÉISMES -- BARRAGES EN ENROCHEMENT



Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme

Fig. 6

Dans l'ensemble, les deux types de barrages en enrochement, tant ceux ayant un noyau de terre (ECRD) que ceux à masque en béton (CFRD), ont bien réagi lors de séismes importants. L'une des différences majeures entre ces deux types de barrages repose dans le fait que la recharge amont des barrages ECRD est saturée par le réservoir, tandis que dans le cas des barrages CFRD, aucune portion du remblai n'est saturée. Exception faite du risque de fissuration du masque en béton ou du parapet, le comportement d'un barrage CFRD lors d'un séisme devrait être aussi bon que celui d'un barrage ECRD.

The Earthquake Severity Index, introduced by Bureau, 1985, is defined as follows:

$$ESI = PGA \cdot (M - 4.5)^3$$

where:

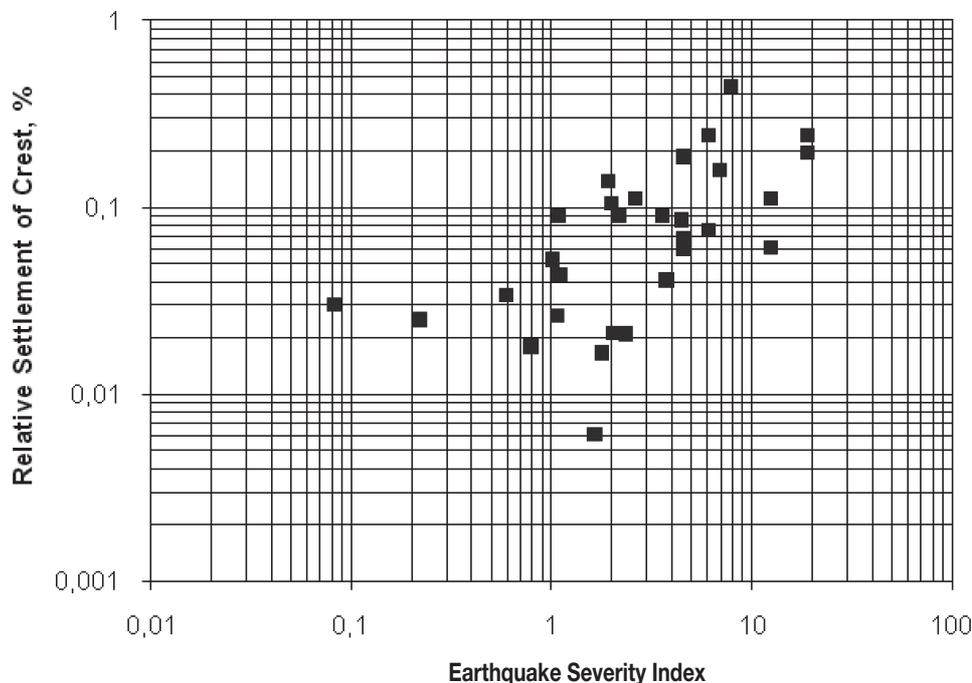
ESI = Earthquake Severity Index

PGA = Peak horizontal ground acceleration at the site

M = Earthquake Magnitude

As shown on Fig. 6, a rough relationship exists between the Relative Settlement and the Earthquake Severity Index.

### PERFORMANCE DURING EARTHQUAKE - ROCKFILL DAMS



Relationship between relative settlement and earthquake severity index

Fig. 6

In general, both types of rockfill dams, those with earth cores (ECRD) and those with a concrete face (CFRD), have performed well during large earthquakes. A major difference between these dam types is that the upstream shell of the ECRD is saturated by the reservoir, whereas in the CFRD, no portion of the embankment is saturated. Except for the potential of cracks in the concrete face or in the parapet wall, the performance of the CFRD during earthquake is anticipated to be as good as the ECRD.

On compte seulement quelques cas où le comportement d'un barrage CFRD a été documenté pendant et à la suite d'un séisme. Le Tableau 1 présente entre autres les données concernant trois barrages CFRD : Minase au Japon, Cogoti au Chili et Cogswell en Californie.

*Barrage de Minase.* En juin 1964, le barrage de Minase a été secoué par le séisme de Niigata (magnitude de 7,5, distance épacentrale de 147 km du barrage, accélération maximale du sol au barrage estimée à  $0,75 \text{ m/s}^2$ ). À la suite de ce séisme, la crête a subi un tassement d'environ 150 mm et un déplacement horizontal d'environ 100 mm. Le séisme a provoqué une augmentation temporaire du débit des fuites ; d'environ 100 l/s, il est passé à un peu plus de 200 l/s. Après quelques jours, ce débit est rentré aux niveaux précédents le séisme. Une étude plus approfondie du comportement du barrage de Minase est présentée au Chapitre 10, Comportement des barrages CFRD.

*Barrage de Cogoti.* En 1985, Arrau et ses collaborateurs ont fait un compte-rendu du comportement du barrage CFRD de Cogoti à la suite du séisme de 1943, d'une magnitude de 7,9. Le barrage, situé à environ 90 km de l'épicentre, a subi un tassement de presque 400 mm, mais peu d'autres dommages se sont produits. On n'a signalé aucune augmentation des fuites ni fissuration du masque en béton. La seule réparation apportée au barrage à la suite du séisme a été le remplacement de l'enrochement à la crête, là où celui-ci s'est détaché du masque en béton sous l'effet du tassement. L'enrochement formant le corps du barrage a été déversé entranches de la « plus grande hauteur possible ». Lors de la construction, en 1938, l'enrochement pour le remblai d'un barrage CFRD type était déversé progressivement en tranches de 3 à 5 mètres. Le tassement de la crête suivant la fin de la construction, cinq ans avant le tremblement de terre, était d'environ 400 mm, ce qui correspond environ au tassement qui s'est produit instantanément lors du séisme. Le tassement de la crête au cours des 42 années écoulées entre 1943 et 1985 est de 300 mm. Malgré l'absence de compactage de l'enrochement, les dommages subis par le barrage sont remarquablement limités.

*Barrage CFRD de Cogswell.* Cooke (1995), a fait un compte-rendu du comportement du barrage en enrochement CFRD de Cogswell, construit en 1933, lors du tremblement de terre de Sierra Madre d'une magnitude de 5,8 survenu en 1991. La crête du barrage s'est tassée d'environ 40 mm et s'est déplacée horizontalement d'environ 20 mm. Des fissures verticales sont apparues sur le masque en béton à proximité de chaque appui latéral. Du côté droit, les fissures se sont étendues jusqu'à 11 mètres sous la crête ; du côté gauche, elles sont arrivées à 5 mètres sous la crête. Durant la construction, l'enrochement avait été déversé en couches de 7 mètres sans compactage et sans arrosage. À la fin de la construction du remblai, de fortes pluies ont provoqué un tassement de plus de 6 mètres de l'enrochement d'une hauteur de 80 m. Ce tassement imprévu s'explique par la perte de résistance du matériau de remblayage lors de sa saturation. Avant la mise en place du masque en béton, l'enrochement a été mouillé à saturation pour assurer un tassement additionnel ; celui-ci a alors été de 400 mm. En 1994, le barrage a encore une fois été touché par un séisme, celui de Northridge d'une magnitude de 6,7. On a alors mesuré un autre tassement de 20 mm de la crête. Encore ici, malgré l'absence de compactage de l'enrochement, les dommages subis par le barrage sont remarquablement limités.

There are only a few records of the performance of CFRDs during and subsequent to an earthquake. Table 1 presents data for three CFRDs: Minase in Japan, Cogoti in Chile and Cogswell in California.

*Minase Dam.* In June, 1964, Minase Dam was shaken by the Niigata Earthquake (M 7.5, 147 km epicentral distance from the dam,  $750 \text{ mm/s}^2$  estimated peak ground acceleration at the dam). As a result of this earthquake, the crest settled about 150 mm and displaced horizontally about 100 mm. The earthquake temporarily increased leakage from about 100 l/s to somewhat over 200 l/s. Within a few days, leakage returned to pre-earthquake levels. Further discussion of the performance of Minase Dam is presented in Chapter 10, Performance of CFRDs.

*Cogoti Dam.* Arrau, *et al*, 1985, reported on the performance of the Cogoti CFRD during the 1943, magnitude 7.9, earthquake. The dam, located approximately 90 km from the epicenter, settled nearly 400 mm but little other damage occurred. Increased leakage as a result of the earthquake or cracking of the concrete slab was not reported. The only repair to the dam subsequent to the earthquake was the replacement of rockfill at the crest where settlement of the rockfill away from the concrete face had occurred. The rockfill forming the body of the dam was dumped in lifts of “greatest height practicable”. At the time of construction, 1938, the rockfill for the embankment of the typical CFRD was end dumped in lifts from 3 to 5 m. Crest settlement subsequent to completion of construction in the five years prior to the earthquake was about 400 mm, approximately equal to the instantaneous settlement that occurred during the earthquake. The crest settled an additional 300 mm in the 42 years between 1943 and 1985. In spite of the lack of compaction of the rockfill, the dam suffered remarkably little damage.

*Cogswell CFRD.* Cooke (1995), reports on the performance of the Cogswell CFRD, constructed in 1933, during the 1991 Sierra Madre Earthquake, Magnitude 5.8. The crest of the dam settled about 40 mm and displaced horizontally about 20 mm. Vertical cracks occurred in the concrete face adjacent to each abutment. Cracks on the right side extended 11 m down from the crest; cracks on the left side extended 5 m down. During construction, the rockfill was dumped in 7 meter lifts without compaction and without sluicing with water. Upon completion of embankment construction, heavy rains caused the 80-m high fill to settle more than six meters. This unanticipated settlement was caused by the loss of strength of the fill upon saturation. Prior to the placement of the concrete face, the rockfill was thoroughly wetted to achieve further settlement. Further settlement of 400 mm occurred. In 1994, the dam was shaken again by the magnitude 6.7, Northridge Earthquake. An additional 20 mm of crest settlement was measured. Again, in spite of the lack of compaction of the rockfill, the dam suffered remarkably little damage.

*Barrage CFRD de Sugawara.* Masumoto et ses collaborateurs se sont penchés en 2001 sur le comportement de barrages à la suite du séisme survenu en octobre 2000 sur l'île principale du Japon. Ce séisme a présenté une magnitude Mw de 6,6 et son épocentre se trouvait à une profondeur de 11 km. Le barrage de Sugawara est composé d'un barrage-poids en béton d'une hauteur de 73,5 m et d'un barrage de col de type CFRD dans l'appui latéral de droite, d'une hauteur de 17 m. L'accélération maximale du sol dans l'appui latéral de droite a été de 0,36 g. Le comportement des deux barrages s'est avéré satisfaisant.

*Barrage CFRD de Torata.* L'EERI a publié un compte-rendu en 2003 du comportement du barrage CFRD de Torata lors du séisme de 2001, d'une magnitude du moment MW de 8,4. On a estimé que l'accélération maximale au sol (PGA) sur les lieux devait être entre 0,12 et 0,33 g et que la moyenne était de 0,20 g. Le barrage a été construit pour détourner la rivière Torata dans le cadre du projet minier de Cuajone au Pérou. Le barrage est de type CFRD et s'élève à 130 m. Le masque amont en béton est composé de dalles de béton adjacentes d'une épaisseur de 300 et de 500 mm, séparées par des joints de construction verticaux et espacées tous les 15 m, complétées de lames d'étanchéité. Avant le séisme, le tassement maximal qui s'était produit était de 460 mm au niveau de la crête et de 190 mm à mi-hauteur du masque en béton. Le déplacement horizontal maximal aux mêmes points était de 510 et de 140 mm. Le tassement et le déplacement horizontal maximaux du masque en béton à la crête à la suite du séisme de juin 2001 étaient respectivement de 62 et de 36 mm. Le séisme a provoqué des fissures mineures, ainsi que la séparation du joint du masque en béton près de l'appui latéral de gauche sous l'effet de la compression due au séisme qui a eu lieu à cet endroit.

En résumé, les barrages en enrochement de type ECRD et CFRD ont bien résisté lorsqu'ils ont été soumis à d'importants séismes. Malgré le mauvais compactage de l'enrochement dans les plus anciens barrages en enrochement à masque amont de béton, les dommages se sont avérés remarquablement limités.

## **2.2.2. Comportement prévu d'un barrage CFRD de 200 m**

Aux fins de l'analyse présentée dans le présent document, les définitions suivantes sont utilisées :

### *Séisme maximal possible (MCE)*

Le MCE représente le plus grand séisme raisonnablement envisageable le long d'une faille connue ou dans une province tectonique définie dans le milieu tectonique présentement connu ou présumé. Le MCE est défini comme une borne supérieure de la magnitude estimée.

### *Séisme maximal de projet (MDE)*

Le MDE représente le degré maximal de mouvement du sol pour lequel le barrage devrait être conçu ou analysé. Règle générale, pour les barrages dont la

*Sugesawa CFRD.* Masumoto *et al*, 2001, reported on the performance of dams as a result of the October 2000 earthquake on the main island in Japan. The magnitude  $M_w$  was 6.6 with epicenter at a depth of 11 km. The Sugesawa dam consists of a concrete gravity dam, 73.5 m tall, and a CFRD saddle dam in the right abutment, 17 m tall. Peak ground acceleration in the right abutment was 0.36 g. The performance of both dams was satisfactory.

*Torata CFRD.* EERI 2003, reported on the performance of the Torata CFRD, during 2001, Magnitude  $M_W$  8.4 earthquake. The level of ground shaking at the site was estimated to range between 0.12 to 0.33 g, and the mean PGA of 0.20 g. The dam was built to divert the Torata River to the Cuajone pit project in Perú. The dam is a 130-meter-high CFRD. The upstream concrete face consists of 300 and 500 mm thick adjacent slabs, separated by vertical construction joints spaced every 15 m, fitted with water stops. Before the earthquake, maximum settlements at the crest and mid-length of the concrete face slab were 460 and 190 mm, respectively. The maximum horizontal displacements at the same locations were 510 and 140 mm. Settlements and horizontal displacements of the concrete face at the crest as a result of the June 2001 earthquake, showed a maximum settlement and horizontal displacement of 62 and 36 mm, respectively. The earthquake caused minor cracking and joint separation in the concrete face near the left abutment. This was the result of seismic compression that occurred at that location.

In summary, ECRDs and CFRDs have performed well during large earthquakes. In spite of the poorly compacted rockfill in the older concrete face rockfill dams, remarkably little damage has occurred.

### **2.2.2. Anticipated Performance of a 200-m tall CFRD**

For purposes of the analysis presented herein, the following definitions are used:

#### *Maximum Credible Earthquake (MCE)*

The MCE is the largest reasonably conceivable earthquake that appears possible along a recognized fault or within a geographically defined tectonic province under the presently known or presumed tectonic framework. The MCE is defined as an upper bound of expected magnitude.

#### *Maximum Design Earthquake (MDE)*

The MDE will produce the maximum level of ground motion for which the dam should be designed or analyzed. Typically, for dams whose failure would present a

rupture représenterait un risque pour la vie, le MDE se caractérise par un degré de mouvement équivalent à celui auquel on peut s'attendre sur ce site si survenait le MCE de référence. La capacité de retenue des eaux du barrage doit être maintenue s'il était soumis à une telle charge sismique.

#### *Séisme de base d'exploitation (OBE)*

L'OBE représente le niveau de mouvement du sol sur le site du barrage qui provoquerait des dommages mineurs, dans une mesure acceptable. L'USCOLD définit l'OBE comme les mouvements du sol dont la probabilité de dépassement est de 50 % en 100 ans. Les barrages, les ouvrages annexes et l'équipement devraient demeurer opérationnels et les dommages devraient être facilement réparables à la suite d'un séisme dont le mouvement n'excède pas l'OBE.

Là où la géométrie des failles et l'activité sont bien connues, la méthode déterministe devrait être utilisée pour évaluer le MCE. Dans les endroits où la nature des failles actives n'est pas bien connue, il est recommandé d'utiliser une probabilité annuelle de l'ordre de  $1/2\ 500$  à  $1/10\ 000$  pour définir le mouvement représentant le MCE, en fonction de l'évaluation du risque que présentent les ouvrages (U.S. Committee on Large Dams, 1999). Pour les projets présentant un risque élevé, il est recommandé d'utiliser la récurrence de 10 000 ans en vue de la conception. Cela correspond à une probabilité de dépassement approximative de 1 pour cent pour une période de 100 ans.

#### *Sélection des paramètres de conception parasismique*

Pour le présent exemple, on suppose qu'une faille régionale active se trouve à une distance d'environ 26 km du barrage et que cette faille pourrait provoquer un MCE d'une magnitude de 7,8. Un séisme d'une telle magnitude pourrait provoquer une accélération maximale du sol sur le site du barrage de l'ordre de 0,6 g. Étant donné que ledit barrage est une structure présentant un grand risque, le MDE choisi correspond alors au MCE.

Le comportement prévu du barrage si ce MDE survenait peut être évalué à partir de méthodes empiriques d'analyse fondées sur le comportement réel de barrages lors de séismes, ou encore à partir des méthodes d'analyse simplifiées utilisant les procédures proposées par Makdisi et Seed (1977) et par Bureau (1997).

#### *Indice de gravité de séisme*

Pour la présente analyse, on suppose que les matériaux d'enrochement utilisés pour le barrage proviendront du déblaiement requis et de carrières, et que ces sources fourniront un enrochement d'une bonne granulométrie et à forte densité une fois bien compacté.

La réaction prévue du barrage soumis aux mouvements du séisme peut être déterminée grâce à une comparaison directe avec le comportement réel de barrages en enrochement soumis à d'importants séismes. Cette approche a été adoptée par

hazard to life, the MDE is characterized by a level of motion equal to that expected at the site from occurrence of the controlling MCE. It is required that the impounding capacity of the dam be maintained when subjected to that seismic load.

### *Operating Basis Earthquake (OBE)*

The OBE represents the level of ground motions at the dam site that would result in only minor and an acceptable level of damage. USCOLD defines the OBE as the level of ground motion with a 50% probability of not being exceeded in 100 years. The dams, appurtenant structures, and equipment should remain functional and damage easily repairable from occurrence of earthquake motion not exceeding the OBE.

Where fault geometry and activity are well known, the deterministic method should be used to estimate the MCE. In locations where the nature of active faulting is not well known, an annual probability on the order of  $1/2500$  to  $1/10000$  is recommended to define input motion representing the MCE, depending on the risk rating of the structures (U.S. Committee on Large Dams, 1999). For projects classified with a high risk rating, the 10 000 year period of return is recommended for design. This corresponds to an approximate 1 percent probability of exceedance in a period of 100 years.

### *Selection of Seismic Design Parameters*

In this example, it is assumed that an active regional fault is located within about 26 km of the dam site and that the fault can generate an MCE equal to magnitude 7.8. An earthquake of this magnitude could produce peak ground acceleration at the dam site on the order of 0.6 g. Because the dam is a high hazard structure, the MDE is selected equal to the MCE.

The anticipated response of the dam to the MDE can be evaluated using empirical methods of analysis based on actual performance of dams during earthquakes and on simplified analytical methods using procedures suggested Makdisi and Seed (1977) and Bureau (1997).

### *Earthquake Severity Index*

For this analysis, it is assumed that the rockfill materials for the dam will be obtained from required excavations and from quarries and that these sources, when properly compacted, will produce a well-graded high density rockfill.

The anticipated response of the dam to earthquake motions can be estimated by direct comparison with the actual performance of rockfill dams to large earthquakes. This approach was followed by Bureau (1985) and is further expanded

Bureau (1985) et est approfondie dans le présent document. Le Tableau 1 présente la déformation des barrages en enrochement en fonction du tassement réel ayant eu lieu à la crête du barrage et de l'indice de gravité des séismes de Bureau (ESI), tel que défini précédemment. La Fig. 6 présente la relation entre le tassement différentiel du barrage, tel que mesuré à la crête, et l'ESI.

L'ESI pour le MDE (PGA = 0,6 g, M = 7,8) correspond à 21,6. Le tassement estimé de la crête suite au MDE, tiré directement de la Fig. 6, est :

Borne supérieure de données de la Fig. 6	1,4 m
Moyenne des données à la Fig. 6	0,8 m

La revanche prévue de 1,5 m au-dessus du niveau maximal d'opération serait donc satisfaisante à la lumière de ces prévisions sur le comportement du barrage en cas de séisme majeur. Lors du tremblement de terre qui a touché en 1990 l'île de Luzon aux Philippines, le barrage d'Ambuklao, d'une hauteur de 120 m, a subi un tassement et une déformation de la crête atteignant un mètre (USCOLD, 1992).

#### *Méthode de Makdisi et Seed*

Lors de la Conférence de Rankine en 1965, Newmark a proposé une méthode servant à estimer le déplacement des barrages en remblai provoqué par les séismes fondée sur le concept que les mouvements des pentes sont amorcés lorsque la force due à l'inertie, à laquelle est soumise une zone de glissement potentielle, excède la limite de résistance élastique disponible le long de la surface de glissement. Ce faisant, Newmark traitait la zone de glissement comme un corps rigide. Makdisi et Seed (1977) ont modifié l'approche de Newmark en tenant compte du fait qu'un barrage en remblai se comporte en réalité comme une structure flexible, et ils ont mis au point une technique permettant d'estimer l'amplification des mouvements du sol jusqu'à la crête du barrage. Par conséquent, l'analyse se fait à partir de l'estimation de l'accélération maximale de la crête  $\ddot{u}_{\max}$  pour un mouvement du sol d'une ampleur donnée, puis en déterminant l'accélération maximale de la zone de glissement potentielle,  $k_{\max}$ . La valeur de l'accélération limite,  $k_y$ , de la zone de glissement est estimée en trouvant le coefficient de l'accélération horizontale moyenne dans une analyse de stabilité de pente conventionnelle qui fournirait un coefficient de sécurité de 1,0. Ce coefficient est défini comme le rapport d'une force horizontale déstabilisante (comme celle pouvant être engendrée par un séisme) au poids de la zone de glissement. Le rapport de  $k_y$  à  $k_{\max}$  peut alors être utilisé pour estimer le déplacement à la crête du barrage. Cette valeur estimée contient une composante horizontale et verticale.

Aux fins de la présente analyse, l'amplification de l'accélération maximale du sol de la base du barrage jusqu'à sa crête est estimée en utilisant la courbe non publiée de Jansen intitulée « Rapports mesurés (amplification) des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes » (Fig. 7). La valeur hypothétique de  $k_{\max}$  a été désignée comme étant égale à  $\ddot{u}_{\max}$ , qui correspond à l'accélération maximale du sol multipliée par le coefficient d'amplification. À la lumière des analyses réalisées dans le passé sur de grands barrages et selon le bon jugement, la période fondamentale du barrage a été fixée à 1,5 sec. La valeur de  $k_y$  a été déterminée à l'aide d'analyses de stabilité conventionnelles, tel que décrit ci-dessous :

herein. Table 1 presents the deformation of rockfill dams in terms of the actual settlement at the crest of the dam and Bureau’s Earthquake Severity Index (ESI), as defined earlier. Fig. 6 presents the relationship between Relative Settlement of the dam as measured at the crest and the ESI.

The ESI for the MDE (PGA = 0.6 g, M = 7.8) is equal to 21.6. The estimated crest settlement in response to the MDE taken directly from Fig. 6 is as follows:

Upper Bound of Data in Fig. 6	1.4 m
Mean of Data in Figure 2-3	0.8 m

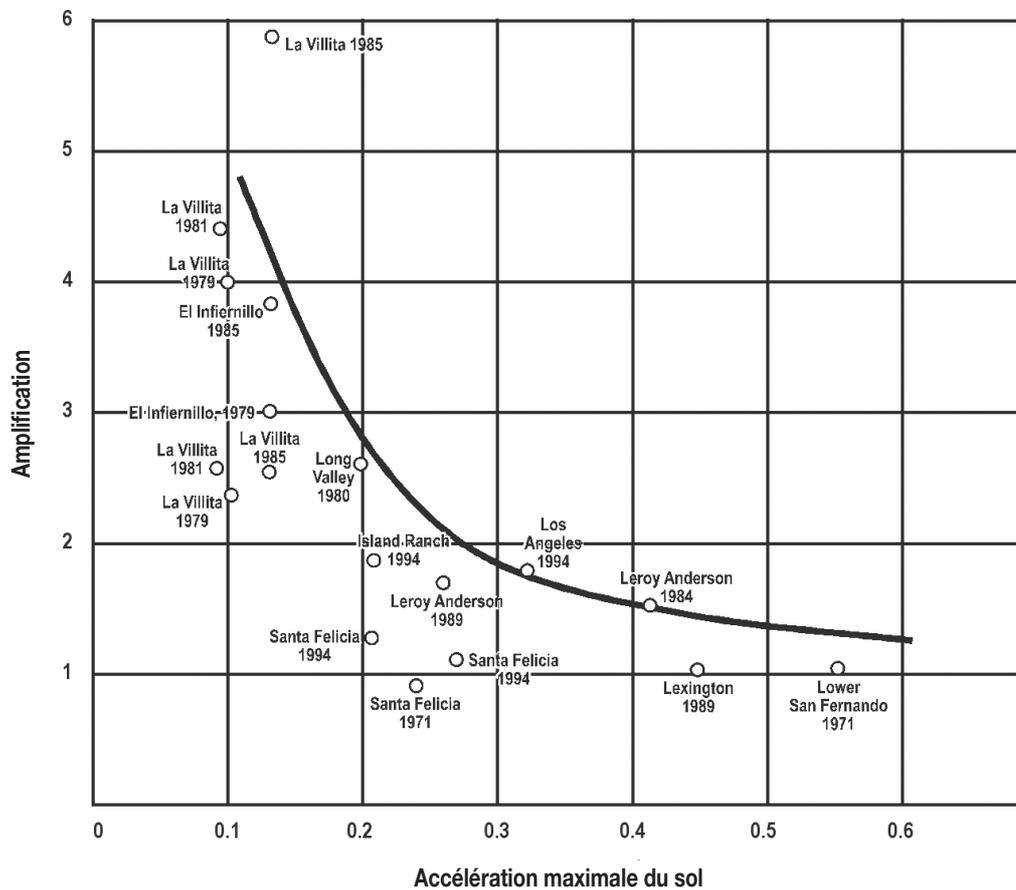
The anticipated response to a large earthquake compares favorably to the planned 15 m of freeboard above the normal maximum operating pool. During the 1990 earthquake in northern Luzon in the Philippines, the 120-m high Ambuklao Dam experienced crest settlement and deformation on the order of one meter (USCOLD, 1992).

*Makdisi and Seed Method*

In the 1965 Rankine Lecture, Newmark introduced a method to estimate earthquake-induced displacements in embankment dams based on the concept that slope movements are initiated when inertia forces on a potentially sliding mass exceed the available yield resistance along the bounding surface of failure. Newmark treated the sliding mass as a rigid body. Makdisi and Seed (1977) modified Newmark’s approach by recognizing that an embankment dam responds as a flexible structure and introduced a technique to estimate the amplification of the ground motions to the crest of the dam. The analysis, then, is based on estimating the maximum peak crest acceleration  $\ddot{u}_{max}$  for a given ground motion then determining the maximum acceleration of the potentially sliding mass,  $k_{max}$ . The yield acceleration,  $k_y$ , of the sliding mass is estimated by finding the average horizontal acceleration coefficient in a conventional slope stability analysis which will obtain a factor of safety equal to 1.0. This coefficient is defined as the ratio of a horizontal destabilizing force (as might be caused by an earthquake) to the weight of the sliding mass. The ratio of  $k_y$  to  $k_{max}$  can then be used to estimate displacement at the crest of the dam. This estimated displacement has both a horizontal and vertical component.

For this analysis, the amplification of peak ground acceleration from base to crest of dam was estimated by using Jansen’s unpublished plot, titled “Measured Ratios (Amplification) of Crest and Base Accelerations at Embankment Dams in Response to Earthquakes”, Fig. 7. The value of  $k_{max}$  was assumed to be equal to  $\ddot{u}_{max}$  which is equal to the peak ground acceleration times the amplification factor. Based on previous analyses of high dams and judgment, the fundamental period of the dam was selected as 1.5 sec. The value of  $k_y$  was determined based on conventional stability analysis as summarized below:

	Coefficient de sécurité sans séisme	Accélération limite, $k_y$
Pente amont	2,2	0,39
Pente aval	2,1	0,35



Notes :

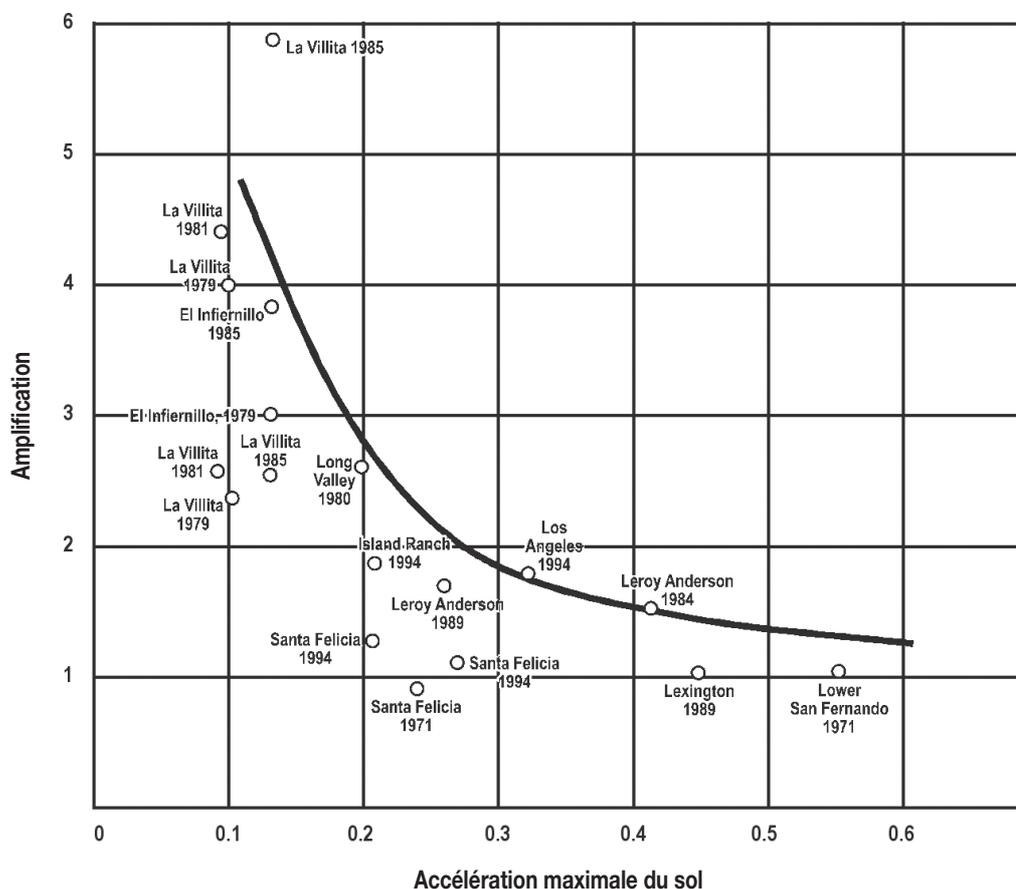
1. Le graphique représente les accélérations mesurées sur des barrages en remblai qui varient grandement en matière de dimensions, de géométrie, de matériaux utilisés et de conditions des fondations.
2. Les deux valeurs représentées pour le barrage de La Villita, pour chacune des années indiquées, sont fondées sur les amplitudes positives et négatives des accélérogrammes asymétriques des mouvements de la crête.
3. L'enveloppe représente une limite supérieure des amplifications, reflétant la moyenne des accélérations maximales de la crête du barrage de La Villita lors du séisme de 1985.

Fig. 7

Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes (non publié, Jansen, 1994)

Les diagrammes de Makdisi et Seed, provenant de l'ouvrage de Bureau (1997), sont présentés à la Fig. 8. Cette méthode indique un déplacement d'environ 1,3 m lors du MDE. L'utilisation d'un angle de frottement de 45 à 500 fournirait un coefficient de sécurité de presque 3,0. Une accélération limite supérieure et un déplacement estimé inférieur à un mètre en découlerait. Encore une fois, la revanche de 15 m serait satisfaisante, compte tenu du déplacement estimé.

	Factor of Safety without Earthquake	Yield Acceleration, $k_y$
Upstream slope	2.2	0.39
Downstream slope	2.1	0.35



Notes:

1. The graph represents measured accelerations at embankment dams ranging widely in size, geometry, materials, and foundation conditions.
2. The two plotted values for La Villita Dam for each indicated year are based on the positive and negative amplitudes from asymmetric accelerograms of crest motion.
3. The envelope is drawn as an upper limit of amplifications, reflecting the average of La Villita peak crest accelerations in the 1985 earthquake.

Fig. 7  
Measured ratios of crest and base accelerations at embankment dams  
in response to earthquakes  
(unpublished Jansen, 1994)

The Makdisi and Seed charts, taken from Bureau (1997), are shown on Fig. 8. The procedure indicates a displacement of about 1.3 m during the MDE. Use of a friction angle of 45 to 500 would yield factors of safety approaching 3.0. A larger yield acceleration and an estimated displacement less than one meter would result. Again, the estimated displacement compares favorably with the 15 m of freeboard.

## Méthode de Bureau

En guise de complément à son analyse de 1985, Bureau présente dans son ouvrage de 1997 un tableau qui met en relation le tassement relatif de la crête et l'indice de gravité des séismes pour diverses valeurs de l'angle de frottement du matériau de remblai (Fig. 9). Le tableau est fondé sur les analyses par éléments finis de barrages typiques en enrochement. Il convient de noter que le tassement est obtenu en multipliant la hauteur du barrage par la valeur indiquée dans le graphique, puis en divisant par 100. L'utilisation de cette méthode indique un tassement d'environ deux mètres si devait survenir le MDE lorsqu'un angle de frottement de 40° est utilisé. L'utilisation d'un angle de 50° impliquerait un tassement de la crête d'environ 1 m. Encore une fois, la revanche de 15 m au-dessus du niveau maximal d'opération serait satisfaisante, à la lumière du tassement estimé.

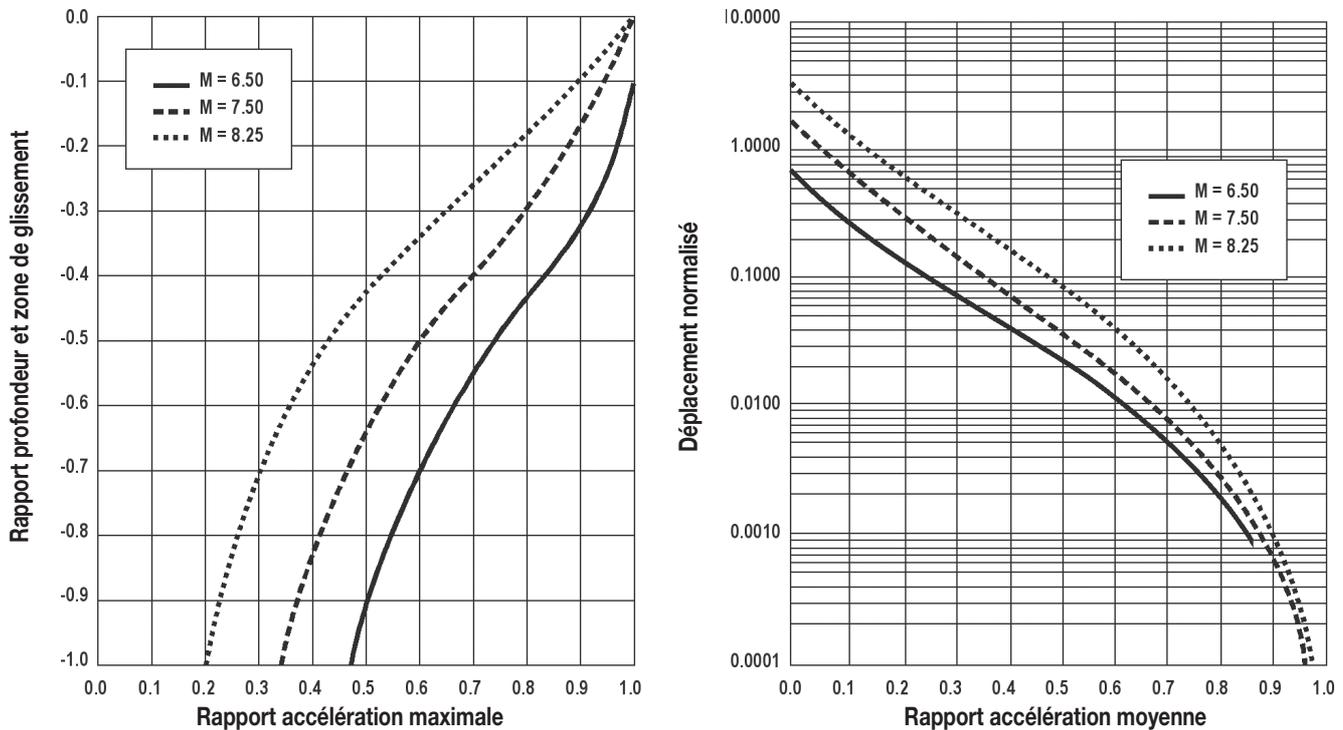


Fig.8  
Méthode de Makdisi/Seed  
(provenant de Bureau 1997)

## Comportement anticipé

D'après les analyses empiriques précédentes, le tassement ou le déplacement de la crête d'un barrage CFRD d'une hauteur de 200 m est estimé à environ 1 m. Ces mouvements qui pourraient se produire si le MDE survenait risqueraient de provoquer des fissures et le tassement du remblai à la crête, ainsi que des fissures et la séparation des joints du parapet et du masque en béton à la crête. On pourrait alors s'attendre à voir une augmentation des fuites résultant des fissures et du tassement, mais cela ne menacerait pas la sécurité intrinsèque du barrage.

### Bureau's Method

As an extension of the 1985 analysis, Bureau (1997) presented a chart, Fig. 9, that relates the Relative Crest Settlement to the Earthquake Severity Index for several values of the friction angle of the fill material. The chart is based on finite element analyses of typical rockfill dams. Note that the settlement must be obtained by multiplying the height of the dam by the value read from the chart, then dividing by 100. Use of this method indicates a settlement of about two meters during the MDE, when using a friction angle of 400. Use of 500 friction would indicate a crest settlement on the order of 1 meter. Again, the estimated settlement compares favorably with the 15 m of freeboard above the normal maximum pool elevation.

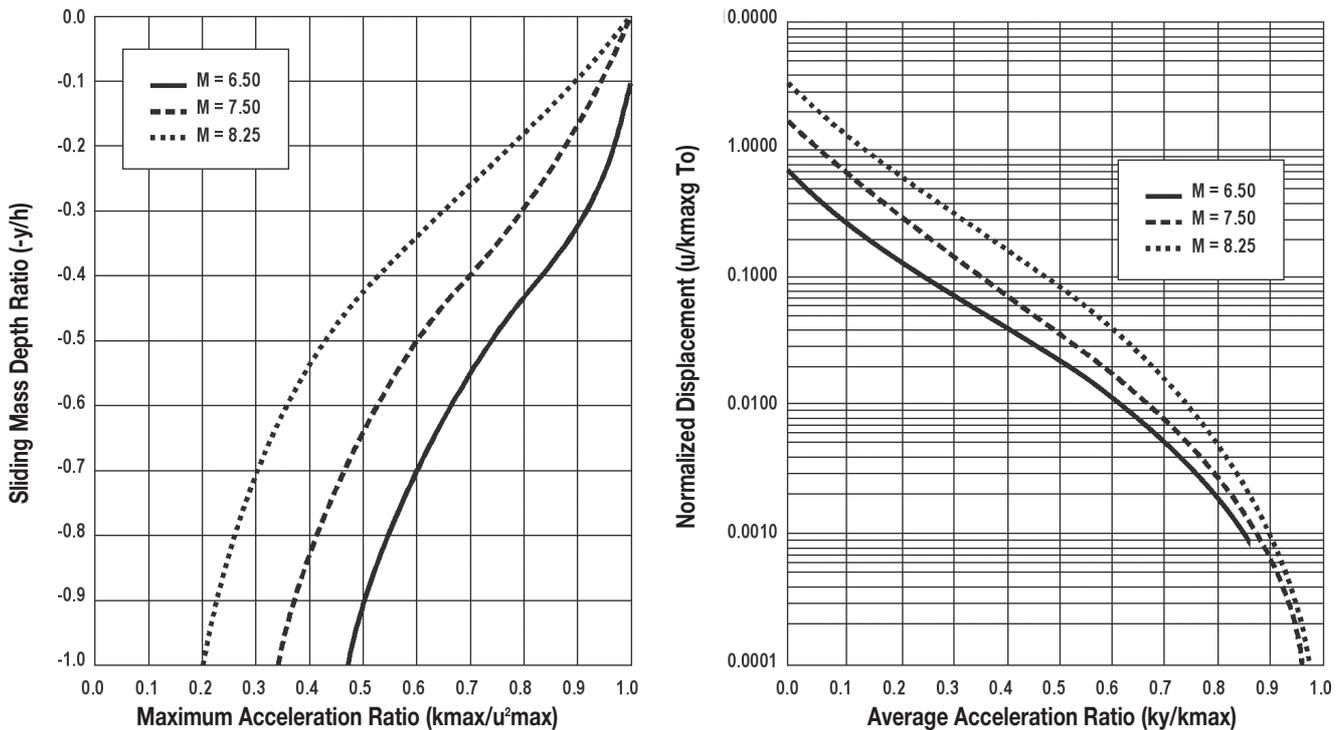


Fig. 8  
Makdisi/Seed Procedure  
(from Bureau 1997)

### Anticipated Response

Based on the above empirical analyses, the estimated settlement or displacement at the crest of the 200-m tall CFRD is on the order of one meter. These movements that might occur during the MDE could lead to cracking and settlement of the fill at the crest and to cracking and joint separation within the parapet wall and the concrete face at the crest. An increase in leakage as a result of cracks and settlement could be expected but this would not result in a question concerning the fundamental safety of the dam.

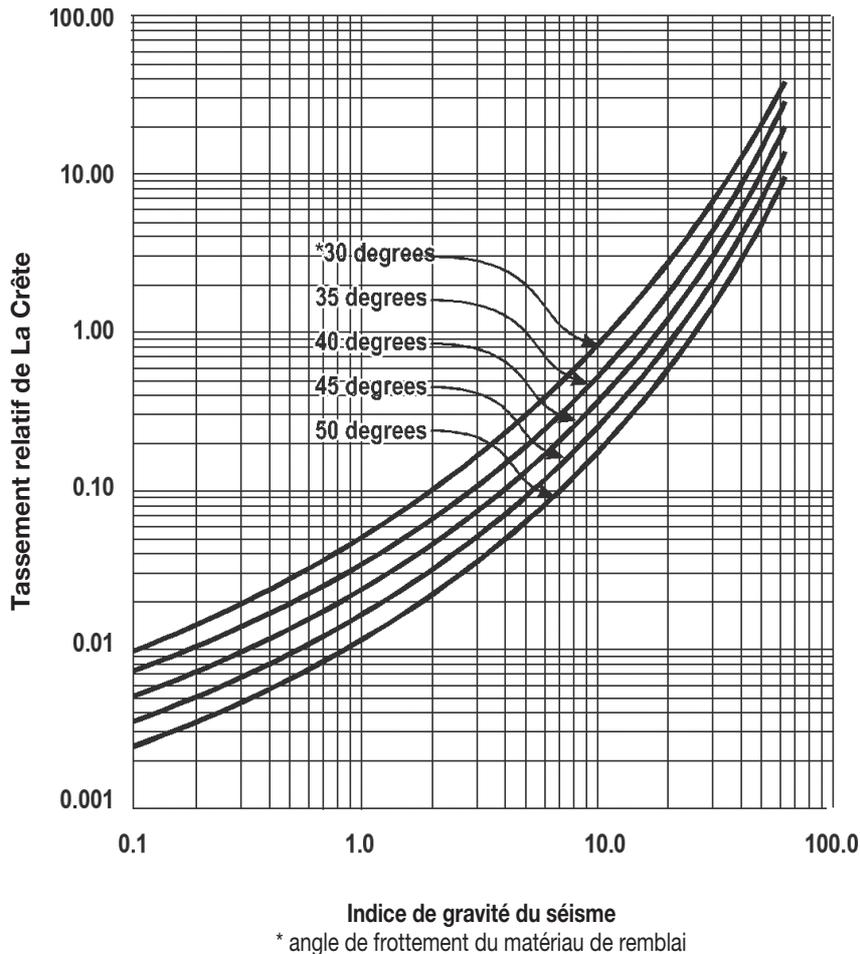


Fig. 9  
 Comportement anticipé  
 (de Bureau 1997)

L'analyse dynamique, fondée sur la méthode des éléments finis, utilisant un modèle linéaire équivalent (pour des raisons de simplicité) ou utilisant un modèle non linéaire pour les grands barrages CFRD, devient de plus en plus courante pour évaluer les déformations potentielles de l'ensemble et les déformations des sections transversales. En outre, les effets de la pression hydrodynamique sur les barrages CFRD font l'objet d'une attention accrue. Ces effets sur les barrages CFRD ayant une pente de 1,3H : 1V et une hauteur de 200 m doivent recevoir une attention particulière.

## 2.3. ASPECTS DE CONCEPTION PRÉVENTIVE

### 2.3.1. Matériaux, masque en béton et drainage

Le masque en béton sera soutenu par de la pierre concassée traitée, matériau résistant et ayant un fort module d'élasticité. Étant donné que la paroi se trouve sur

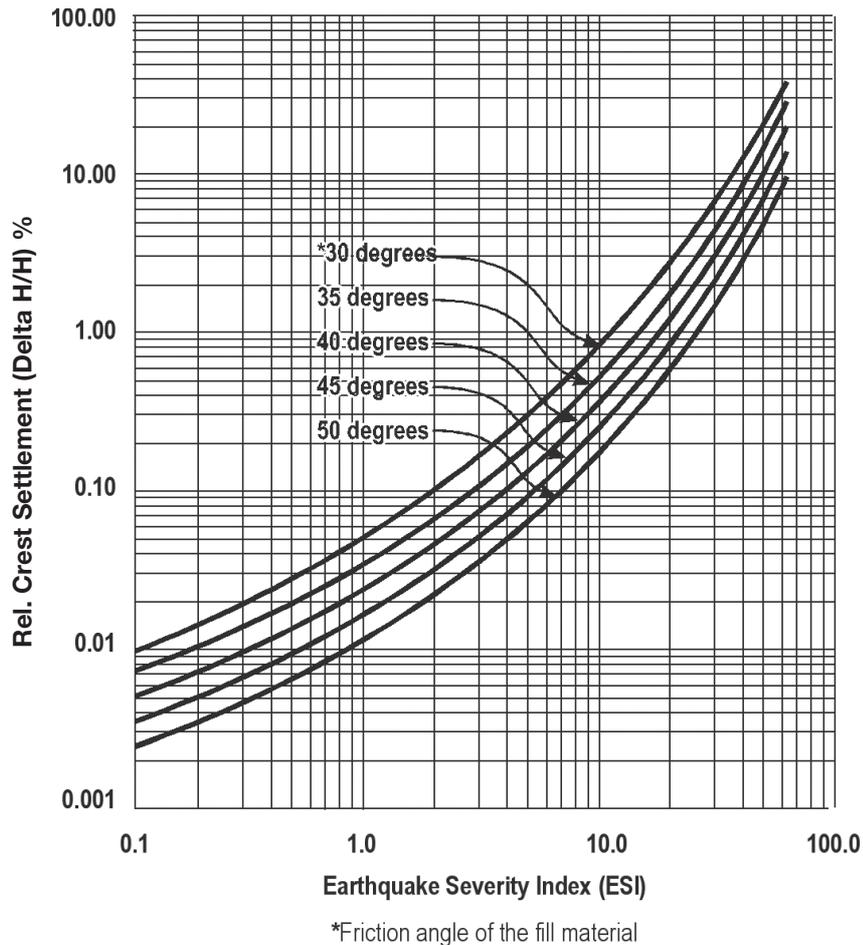


Fig. 9  
Anticipated response  
(from Bureau 1997)

Dynamic analysis, based on the finite element method, using an equivalent linear model (for simplicity) or in high CFRDs using a non-linear model, with the purpose of evaluation of the overall strain potentials and deformations of cross sections is becoming more and more common. In addition, hydrodynamic pressure effects on CFRD are receiving more attention. These effects deserve more attention for CFRDs with 1.3H:1V slopes and heights of 200 m.

## 2.3. DEFENSIVE DESIGN CONCEPTS

### 2.3.1. Materials, Concrete Face and Drainage

The concrete face will be supported by processed crushed rock, high strength and high modulus materials. Because the water barrier is located at the upstream

la face amont du barrage, les matériaux de remblai ne seront pas saturés et, par conséquent, aucune déformation pendant un séisme ou à la suite d'un tel phénomène ne sera provoquée par une augmentation de la pression intersistie à l'intérieur du barrage CFRD. Les zones d'enrochement sont conçues de façon telle que la perméabilité augmente progressivement de l'amont vers l'aval.

Si le remblai est composé de sables et de graviers semi-perméables, une zone de drainage inclinée composée d'alluvions traités ou de pierre concassée doit être prévue pour séparer les zones amont des zones aval de sable, de gravier et d'enrochement. Cette zone de drainage devrait être continue, d'un appui latéral à l'autre et de la base jusqu'à la crête du barrage. Ce drain devrait être rattaché à un drain de sortie de grande capacité à la base du barrage. Des systèmes pour mesurer le débit du drain de sortie devraient être inclus dans le projet pour ainsi surveiller l'écoulement lors de la mise en eau du réservoir, pendant l'exploitation du barrage et immédiatement après les séismes et les crues. Le débit, les déformations et les mouvements des joints doivent être mesurés pour évaluer le comportement global du barrage à la suite d'un séisme.

### **2.3.2. Caractéristiques de conception**

Le projet doit intégrer des mesures préventives pour contrer les effets des séismes. Une confortable revanche au-dessus de la surface maximale normale du réservoir devrait être prévue pour atténuer les effets d'un séisme important. Cette revanche ne devrait pas être inférieure à de trois à quatre fois les déformations maximales estimées qui pourraient survenir lors du séisme maximal prévu. Souvent, la surface maximale d'exploitation du réservoir se situe en dessous du joint horizontal liant le parapet au masque en béton. Cette caractéristique exigée fournit automatiquement une revanche de quatre mètres ou plus dans les grands CFRD.

## **2.4. TASSEMENT ET COMPRESSION**

### **2.4.1. Module de déformation**

Le module de déformation varie grandement en fonction de l'indice des vides de l'enrochement et du matériau de la roche mère. Un enrochement à granulométrie uniforme, comme celui utilisé pour les barrages de Foz do Areia et de Segredo au Brésil, présentent un faible module de déformation. Les barrages dont l'enrochement est composé de gravier compacté présentent des modules grandement supérieurs. Les modules sont dérivés des mesures du tassement vertical survenu au cours de la construction et de la charge verticale de l'enrochement au-dessus du tassomètre, selon la formule ci-dessous :

$$E_v = H * \gamma_r * h / 1000 * s$$

où :

$E_v$  = Module de déformation verticale, MPa

$H$  = Hauteur verticale d'enrochement au-dessus du tassomètre, m

$\gamma_r$  = Poids unitaire de l'enrochement, kN/m<sup>3</sup>

$h$  = Colonne d'enrochement sous le tassomètre, m

$s$  = Tassement de la jauge, m

face of the dam, the embankment materials will not be saturated and, therefore, no deformations will take place during or subsequent to an earthquake as a result of increased pore water pressure within the CFRD. Rockfill zoning is such that permeability increases progressively from upstream to downstream.

If the embankment consists of semi-pervious sands and gravels, an inclined drainage zone consisting of processed alluvium or crushed rock should be provided to separate the upstream zones from the downstream sand and gravel and rockfill zones. This drainage zone should be continuous from abutment to abutment and from the base to the crest of the dam. The drain should be connected to a high capacity underdrain located at the base of the dam. Provisions to monitor the flow from the underdrain should be incorporated into the design so that flow rates can be monitored during first filling, during project operation and immediately after earthquakes and floods. Measurements of flow rates, deformations, and joint movements should be taken to evaluate the overall performance of the dam subsequent to earthquake.

### **2.3.2. Design Features**

The design should incorporate defensive features against the effects of earthquake. Ample freeboard above the normal maximum pool elevation should be provided to mitigate against the effects of a major earthquake. The freeboard above the maximum operating pool elevation should be not less than three to four times the maximum estimated deformations that might occur during the maximum design earthquake. Often, the maximum operating pool elevation is located below the horizontal joint between the parapet wall and the concrete face. This design requirement automatically provides a freeboard, for high CFRDS, in excess of four or more meters.

## **2.4. SETTLEMENT AND COMPRESSION**

### **2.4.1. Deformation Modulus**

The deformation modulus varies widely depending on the void ratio of the rockfill and the parent rock material. Uniformly graded rockfill, such as that used at Foz do Areia and Segredo in Brazil have low deformation moduli. Compacted gravel fill dams have considerably higher moduli. The moduli are derived from measurements of vertical settlement during construction and the calculated vertical fill load above the settlement gage, as follows:

$$E_v = H * \gamma_r * h / 1000*s$$

where:

$E_v$  = Vertical deformation modulus, MPa

$H$  = Vertical depth of rockfill above the settlement gage, m

$\gamma_r$  = Unit weight of rockfill, kN/m<sup>3</sup>

$h$  = Column of rockfill below the settlement gage, m

$s$  = Settlement of the gage, m

Divers projets qui illustrent la gamme des modules calculés à partir des mesures prises sur le terrain sont présentés ci-dessous :

Projet	Type de roche	Module de déformation, MPa
Foz do Areia	Basalte	32
Segredo	Basalte	45
Aguamilpa	Gravier	190
Salvajina	Gravier propre	390
Alto Anchicaya	Cornéenne-diorite	145
Golillas	Graviers silteux	210

Pinto et Marques (1998) ont évalué les modules de déformation de divers matériaux d'enrochement en fonction de l'indice des vides et la forme de la gorge ou de la vallée dans lesquelles les divers barrages sont construits. Les résultats sont illustrés à la Fig. 10 et sont présentés au Tableau 2. Deux courbes sont tracées dans la figure. Le coefficient de forme est défini comme étant l'aire, A, du masque en béton en m<sup>2</sup> divisé par la hauteur maximale du barrage, H, au carré. Pour les gorges dont le coefficient de forme, A/H<sup>2</sup>, est de trois ou moins, les modules de déformation indiqués sont plus grands, comme on peut le constater dans la courbe du haut du graphique. Cela semble être le résultat de l'effet d'arche d'un côté à l'autre de la gorge et du transfert de la charge sur les appuis latéraux. Par conséquent, les tassements mesurés sont inférieurs à ceux auxquels on pourrait s'attendre en mesurant l'indice des vides du matériau et la charge verticale calculée au-dessus du tassomètre.

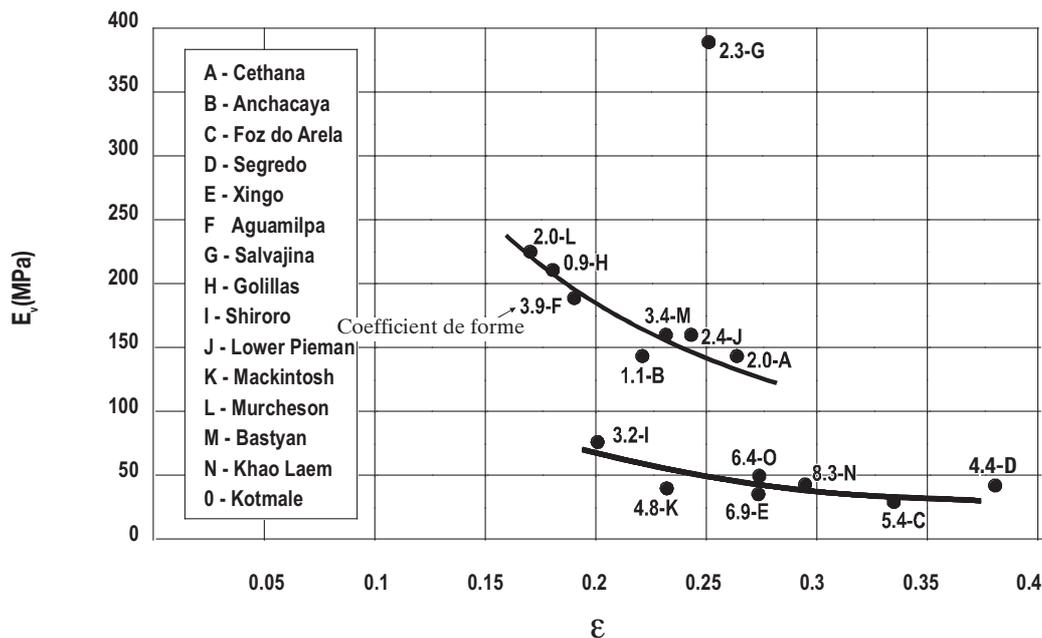


Fig. 10  
Corrélation entre le module de déformation et l'indice des vides  
(Pinto et Marques, 1998)

#### 2.4.2. Estimation du tassement en cours de construction

Le tassement en cours de construction à un point du remblai varie en fonction du module de déformation, de l'épaisseur de matériau compressible sous le point étudié et de la charge sur le matériau compressible. La relation est simple : le mo-

Several projects that illustrate the range of calculated moduli, based on field measurements, are listed below:

Project	Rock Type	Deformation Modulus, MPa
Foz do Areia	Basalt	32
Segredo	Basalt	45
Aguamilpa	Gravel	190
Salvajina	Clean Gravel	390
Alto Anchicaya	Hornfels-diorite	145
Golillas	Dirty gravels	210

Pinto and Marques (1998) evaluated the moduli of deformation of various rockfill materials with respect to the void ratio and the shape of the canyon or valley in which the several dams were constructed. Their data are plotted on Fig. 10 and are shown on Table 2. Two curves are plotted in the figure. The shape factor is defined as the area,  $A$ , of the concrete face in  $m^2$  divided by the maximum height of the dam,  $H$ , squared. For narrow canyons with shape factor,  $A/H^2$ , equal to three or less, the indicated moduli of deformation are larger as shown by the upper curve in the figure. This appears to be the result of arching across the canyon and stress transfer of load into the abutments. Thus, the measured settlements are less than those that might be expected by evaluating the void ratio of the material and the calculated vertical load above the settlement gage.

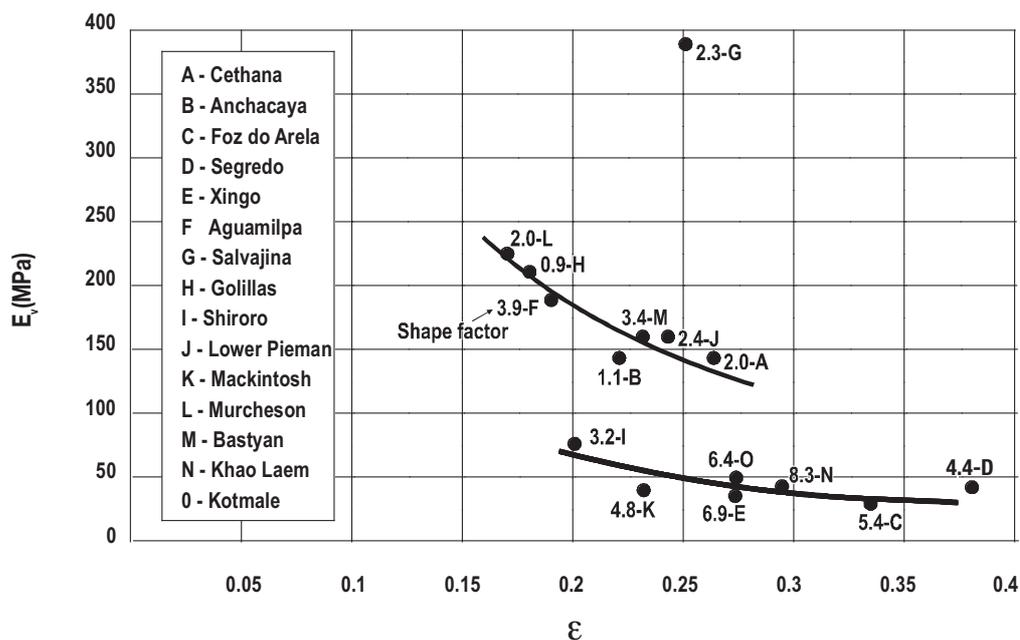


Fig. 10  
Correlation Deformation Modulus vs Void Ratio  
(Pinto and Marques, 1998)

## 2.4.2. Estimating Construction Settlement

Settlement during construction at any location within the embankment varies with the deformation modulus, the thickness of compressible material beneath the location of interest, and the load on the compressible material. The simple

dule de déformation,  $E_v$ , est égal à la contrainte (la charge placée sur le matériau compressible) divisée par la déformation (tassement du dessus de la couche divisé par l'épaisseur de la couche). Cette relation peut être utilisée pour estimer le tassement et, pendant la construction, pour calculer le module de déformation à partir des mesures du tassement. Si par exemple une colonne d'un barrage en remblai est divisée en 10 couches horizontales, le tassement du dessus de la couche du fond, d'une épaisseur de  $0,1H$ , provoqué par la charge d'une couche, d'une épaisseur de  $0,1H$ , placée sur le dessus de la couche du fond correspond à :

$$S = (\gamma_r * H^2) / (100 * E_v)$$

où :

$S$  = tassement en m

$\gamma_r$  = poids unitaire de l'enrochement,  $MN/m^3$

$H$  = hauteur de la colonne dans le barrage, en m

$E_v$  = module de déformation verticale, MPa

Par exemple, le tassement du dessus de la couche de fond d'une épaisseur de 20 m se trouvant à la base d'un CFRD d'une hauteur de 200 m dont le module de déformation est de 100 MPa et soumis à la charge d'une couche d'enrochement de 20 m dont le poids unitaire est de  $22 \text{ kN/m}^3$  serait de 0,09 m. Sous les neuf couches d'enrochement, soit 180 m, le dessus de la couche de 20 m à la base du barrage connaîtrait un tassement de 0,09 multiplié par 9, soit 0,8 m. Le tassement maximal dans le barrage se produirait à peu près à la mi-hauteur. À ce point, cinq couches de matériau compressible se trouvent en dessous et cinq couches se trouvent au-dessus. Le tassement à mi-hauteur dans l'exemple du barrage de 200 m serait de 0,09 multiplié par 5 multiplié par 5, soit 2,2 m. Il convient de noter que la base de la couche du fond ne subit aucun tassement car l'analyse suppose des fondations incompressibles. Par ailleurs, au moment où le barrage est complété, aucun tassement de la crête ne se produit puisque la charge ajoutée est nulle.

L'exemple ci-dessus démontre que le tassement de la surface de chaque couche serait proportionnel au produit du nombre de couches en dessous et du nombre de couches de remblai au-dessus. Lorsque le remblai est divisé en 10 couches comme dans l'exemple donné, le tassement de chaque couche sera approximativement proportionnel au coefficient de répartition présenté dans le tableau suivant. On peut constater que la répartition du tassement vertical à l'intérieur du barrage forme plus ou moins une parabole, avec le tassement maximal ayant lieu à mi-hauteur. Lorsque la construction du barrage est terminée, le tassement de la crête et de la base est nul.

Couche numéro	Couches au-dessus de la couche	Facteur de répartition
0	10	0
1	9	9
2	8	16
3	7	21
4	6	24
5	5	25
6	4	24
7	3	21
8	2	16
9	1	9
10	0	0

Ces techniques simples peuvent être utilisées pour calculer le module de déformation durant la construction, lorsque le barrage est partiellement construit.

relationship, modulus of deformation,  $E_v$ , is equal to stress (the load placed on the compressible material) divided by strain (settlement of the top of the layer divided by the thickness of the layer) can be used to estimate the settlement, and, during construction, the relationship can be used to calculate the modulus of deformation based on measurements of settlement. If, for example, a column within an embankment dam is divided into 10 horizontal layers, the settlement at the top of the bottom layer, 0.1H in thickness, caused by the load of one layer, 0.1H in thickness, placed on top of the bottom layer is equal to:

$$S = (\gamma_r * H^2) / (100 * E_v)$$

where:

- S = settlement in meters
- $\gamma_r$  = unit weight of rockfill, MN/m<sup>3</sup>
- H = height of the column within the dam in meters
- $E_v$  = vertical deformation modulus, MPa

For example, the settlement of the top of the 20-m thick base layer at the bottom of a 200-m tall CFRD with a deformation modulus equal to 100 MPa, under a load of one 20-m layer of rockfill with a unit weight of 22 kN/m<sup>3</sup>, is 0.09 m. Under the nine layers of rockfill, 180 m, the top of the 20-m thick layer at the base of the dam would settle 0.09 times 9 equals 0.8 m. The maximum settlement within the dam would occur at about mid-height. At this location, five layers of compressible material are located below mid-height and five layers are located above. The settlement at mid-height in the example 200-m tall dam would be 0.09 times 5 times 5 equals 2.2 m. Note that the base of the basal layer does not settle because the analysis assumes an incompressible foundation. Also, at the instant of completion of the dam, no settlement of the crest occurs because the added load is zero.

The above example demonstrates that the settlement of the surface of each layer will be proportional to the product of the number of layers below that elevation and the number of layers of fill above. When the embankment is divided into 10 layers as in the example, the settlement of each layer will be approximately proportional to the Distribution Factor shown in the following chart. It may be seen that the distribution of vertical settlement within the dam is roughly parabolic, with the maximum settlement occurring at about mid-height. On the day the dam is completed, the settlement of the crest and the base is zero.

Layer Number	Layers Above the Top of the Layer Number	Distribution Factor
0	10	0
1	9	9
2	8	16
3	7	21
4	6	24
5	5	25
6	4	24
7	3	21
8	2	16
9	1	9
10	0	0

These simple techniques can be used to back-calculate the deformation modulus during construction when the dam is partially complete.

Tableau 2 - Paramètres de construction et de comportement de certains barrages CFRD - De Pinto et Marques (1998)

Barrage	Pays	Année et hauteur, m		Type de roche	L m	A 10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup>	$\gamma_r$ kN/m <sup>3</sup>	$\varepsilon$	$E_y$ MPa	A/ H <sup>2</sup>	D m	Mouvement des joints, mm			Fuites l/s	$E_T^{**}$ MPa	$E_T/E_y$
		O	S									T					
Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	213	24	26,5	0,26	135	2,0	0,12	11,5	-	7,4	7	300	2,2
A. Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéenne-diorite	260	22	28,0	0,22	145	1,1	0,13	125	106	15	1800/180*	440	3,0
Fox do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	828	139	28,1	0,33	32	5,4	0,69	23	55	16	236/60	110	3,3
Segredo	Brésil	1993	140	Basalte	705	86	29,1	0,38	45	4,4	0,34	-	-	-	400/50	170	3,8
Xingo	Brésil	1994	140	Granite	850	135	27,4	0,27	37	6,9	0,30	30	34	-	180	190	5,1
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier	660	137	26,2	0,19	190	3,9	<0,15	19	16	5,5	260/100	680	3,6
Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	330	50	28,0	0,25	390	2,3	<0,10	7	22	14	60	630	1,6
Gollilas	Colombie	1984	130	Gravier	125	14	26,5	0,18	210	0,9	0,16	-	160	-	1080/650*	310	1,5
Shitoro	Nigeria	1984	125	Granite	560	65	26,7	0,20	76	4,2	-	30	>50	21	1800/100*	-	-
Lower Pieman	Australie	1986	122	Dolérite	-	35	28,0	0,24	160	2,4	0,22	7	70	-	-	200	1,3
Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	-	27	27,0	0,23	40	4,8	0,16	4,8	20	2,8	14	100	2,5
Murchison	Australie	1982	89	Rhyolite	-	16	27,0	0,17	225	2,0	0,04	12	9,6	7	2	590	2,6
Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	-	19	27,0	0,23	160	3,4	0,06	4,8	21,5	-	7	280	1,7
Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	1 000	140	27,0	0,29	45	8,3	0,13	5	8	-	53	380	8,4
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnockite	620	60	28,0	0,27	50	6,4	-	2	20	5	-	-	-

\*Fuites initiales/valeur après réparations. \*\*Calculé avec la formule  $E_T = 0,003 H^2/D$  (MPa)

où :

- L = Longueur de la crête, m
- A = Aire du masque en milliers de mètres carrés
- $\gamma_r$  = Poids unitaire de l'engrochement *in situ*, kN/m<sup>3</sup>
- $\varepsilon$  = Indice des vides
- $E_y$  = Module de déformation verticale, MPa
- D = Déformation de la dalle du masque, mesurée à mi-hauteur à réservoir plein, m
- O = Ouverture des joints perpendiculaire au joint périmétral, mm
- S = Tassement mesuré perpendiculairement à la dalle du masque, mm
- T = Cisaillement mesuré parallèlement à la plinthe, mm
- $E_T$  = Module de déformation, mesuré perpendiculairement à la dalle du masque, à la suite de la mise en eau du réservoir, MPa

Table 2 - Construction and Behavior Parameters of some CFRDs - From Pinto and Marques, 1998

Dam	Country	Year and height, m	Rock Type	L m	A 10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup>	$\gamma_r$ kN/m <sup>3</sup>	$\epsilon$	$E_y$ MPa	A/ H <sup>2</sup>	D m	Joint movement, mm			Leakage l/s	$E_T^{**}$ MPa	$E_T/E_y$
											O	S	T			
Cethana	Australia	1971	Quartzite	213	24	26.5	0.26	135	2.0	0.12	11.5	-	7.4	7	300	2.2
A. Anchicaya	Colombia	1974	Hornfels-diorite	260	22	28.0	0.22	145	1.1	0.13	125	106	15	1800/180*	440	3.0
Fox do Areia	Brazil	1980	Basalt	828	139	28.1	0.33	32	5.4	0.69	23	55	16	236/60	110	3.3
Segredo	Brazil	1993	Basalt	705	86	29.1	0.38	45	4.4	0.34	-	-	-	400/50	170	3.8
Xingo	Brazil	1994	Granite	850	135	27.4	0.27	37	6.9	0.30	30	34	-	180	190	5.1
Aguamilpa	Mexico	1993	Gravel	660	137	26.2	0.19	190	3.9	<0.15	19	16	5.5	260/100	680	3.6
Salvajina	Colombia	1984	Gravel	330	50	28.0	0.25	390	2.3	<0.10	7	22	14	60	630	1.6
Gollilas	Colombia	1984	Gravel	125	14	26.5	0.18	210	0.9	0.16	-	160	-	1080/650*	310	1.5
Shiroro	Nigeria	1984	Granite	560	65	26.7	0.20	76	4.2	-	30	>50	21	1800/100*	-	-
Lower Pieman	Australia	1986	Dolérite	-	35	28.0	0.24	160	2.4	0.22	7	70	-	-	200	1.3
Mackintosh	Australia	1981	Graywacke	-	27	27.0	0.23	40	4.8	0.16	4.8	20	2.8	14	100	2.5
Murchison	Australia	1982	Rhiolite	-	16	27.0	0.17	225	2.0	0.04	12	9.6	7	2	590	2.6
Bastyan	Australia	1983	Graywacke	-	19	27.0	0.23	160	3.4	0.06	4.8	21.5	-	7	280	1.7
Khao Laem	Thailand	1984	Limestone	1000	140	27.0	0.29	45	8.3	0.13	5	8	-	53	380	8.4
Kotmale	Sri Lanka	1984	Charnockite	620	60	28.0	0.27	50	6.4	-	2	20	5	-	-	-

\*Initial leakage/value after repair works. \*\*Computed by formula  $E_T = 0.003 H^2/D$  (MPa)

Where:

- L = Longueur de la crête, m
- L = Crest length, m
- A = Face area in 1000s of square meters
- $\gamma_r$  = In-situ unit weight of rockfill, kN/m<sup>3</sup>
- $\epsilon$  = Void ratio
- $E_y$  = Vertical deformation modulus, MPa
- D = Deformation of the face slab, measured at mid-height, with reservoir full, m
- O = Joint opening perpendicular to the perimeter joint, mm
- S = Settlement measured perpendicular to the face slab, mm
- T = Shear movement measured parallel to the plinth, m
- $E_T$  = Deformation modulus, measured perpendicular to the face slab, as a result of reservoir filling, MPa

### 2.4.3. Estimation de la compression en cours de construction

Pendant la construction du barrage, le tassement qui a lieu provoque une compression de l'enrochement. Une estimation de la compression totale pouvant être prévue peut être réalisée à l'aide de l'expression du tassement présentée précédemment. La compression en pourcentage de la hauteur, H, d'une colonne dans le barrage, est égale à la somme du tassement de chacune des 10 couches du barrage. La formule suivante en découle :

$$C = S * 100/H * (9+8+7+6+5+4+3+2+1+0) = 45 * \gamma_r * H / E$$

Par conséquent, la compression, C, d'une colonne d'une hauteur de 200 m dans le barrage en enrochement de l'exemple est de 2,0 % de la hauteur de la colonne, si E égale 100 MPa et  $\gamma_r$  égale 0,022 MN/m<sup>3</sup>. La compression, C, d'une colonne de 100 m à l'intérieur du même barrage en enrochement de 200 m, serait d'environ 1,0 %. À l'aide de ces simples procédures, il est possible d'estimer la compression totale du barrage en enrochement durant sa construction.

## 2.5. ESTIMATION DE LA DÉFORMATION DE LA DALLE DU MASQUE

Pinto et Marques (1998) ont présenté une méthode empirique pour estimer la déformation maximale de la dalle du masque une fois soumise à la charge du réservoir. La déformation maximale du masque est mesurée perpendiculairement à la dalle du masque et elle se produit à un point correspondant à environ de 0,4 à 0,5 fois la hauteur du barrage. Les mouvements du masque, tout comme le tassement en cours de construction, sont proportionnels à  $H^2/E_t$ . Dans cette formule,  $E_t$  correspond au module de déformation transversal mesuré dans le sens du mouvement sous la charge du réservoir et il est plus grand que le module de déformation verticale,  $E_v$ , mesuré pendant la construction. La compression de l'enrochement qui se produit pendant la construction crée un remblai plus dense, ayant un module de déformation transversal supérieur. La base de données élaborée par Pinto et Marques est présentée dans le Tableau 2.

Tel que discuté précédemment, le coefficient de forme de la vallée,  $A/H^2$ , influence le module de déformation en cours de construction,  $E_v$ . Dans les vallées étroites, lorsque le coefficient de forme est faible, l'effet de voûte d'un côté à l'autre de la vallée réduit la charge dans une colonne verticale d'enrochement dans la section de la hauteur maximale, réduisant du fait même le tassement mesuré. Étant donné ce tassement inférieur, l'estimation du module de déformation verticale,  $E_v$ , donne un résultat supérieur. Dans ce cas, le module transversal indiqué serait seulement légèrement supérieur au module  $E_v$  calculé. Le rapport entre le module  $E_t$  estimé à l'aide de la formule présentée dans le Tableau 2, et le module  $E_v$ , est basé sur les mesures du tassement vertical et sur le déplacement maximal du masque du barrage mesuré. Le rapport ainsi calculé a ensuite été mis en rapport avec le coefficient de forme de la vallée sur la courbe représentée à la Fig. 11. Il est possible de constater que le rapport entre les modules  $E_t/E_v$  est plus grand si le coefficient de forme  $A/H^2$  est supérieur. Le résultat de l'analyse des données réalisée par Pinto et Marques est présenté à la Fig. 12. Par exemple, la déformation maximale estimée du masque d'un barrage d'une hauteur de 200 m lors de la mise en eau complète du réservoir serait d'environ 0,4 m, si le module de déformation verticale durant la construction,  $E_v$ , était de 100 MPa et si le barrage se trouvait dans une vallée dont le coefficient de forme était de 4.

### 2.4.3. Estimating Construction Compression

During construction, settlement takes place causing the rockfill to compress. An estimate of the total compression to be expected can be estimated using the settlement expression derived above. Compression in terms of percent of the height, H, of a column within the dam is equal to the summation of the settlement within each of the 10 layers of the dam. The following expression is derived:

$$C = S * 100/H * (9+8+7+6+5+4+3+2+1+0) = 45 * \gamma_r * H / E$$

Thus, the compression, C, of a 200-m tall column within the example rockfill dam, with E equal to 100 MPa and  $\gamma_r$  equal to 0.022 MN/m<sup>3</sup>, is 2.0% of the column height. The compression, C, of a 100-m high column within the 200-m high rockfill dam would be about 1.0%. Using these simple procedures, the overall compression of the rockfill dam during construction can be estimated.

## 2.5 ESTIMATING FACE SLAB DEFORMATION

Pinto and Marques, 1998, present an empirical approach to estimating maximum face slab deformation under the load of the reservoir. Maximum face deformation is measured normal to the face slab and occurs at about 0.4 to 0.5 of the dam height. Face movements, as with settlement during construction, are proportional to  $H^2/E_t$ .  $E_t$  is the transverse modulus of deformation measured in the direction of movement under the load of the reservoir and is larger than the vertical modulus of deformation,  $E_v$ , measured during construction. The compression of the rockfill that occurred during construction creates a denser fill with a higher transverse modulus of deformation. The database developed by Pinto and Marques is presented in Table 2.

As previously discussed, the valley shape factor,  $A/H^2$ , affects the construction deformation modulus,  $E_v$ . In narrow valleys, with lower values of the shape factor, the arching effects across the valley reduce the load within a vertical column of rockfill at the maximum height section, thus reducing the measured settlement. The smaller settlement results in a larger estimate of the vertical modulus of deformation,  $E_v$ . In this case, the indicated transverse modulus would only be slightly larger than the calculated  $E_v$ . The ratio between the estimated  $E_t$ , using the formula provided in Table 2, and  $E_v$ , is based on measurements of vertical settlement and maximum measured face displacement in the dam. The resulting calculated ratio was then plotted against the valley shape factor as shown in Fig. 11. As can be seen from the figure, larger ratios of  $E_t/E_v$  result from larger values of the shape factor,  $A/H^2$ . The results of the data analysis by Pinto and Marques are shown in Fig. 12. For example, the estimated maximum face deformation in a 200-m tall dam under full reservoir load would be on the order of 0.4 m, if the vertical modulus of deformation during construction,  $E_v$ , were equal to 100 MPa and if the dam were located in a valley with shape factor equal to 4.

Ces relations simples entre la forme de la vallée, le module de déformation durant la construction et la hauteur maximale du barrage peuvent être utilisées pour prévoir le comportement du barrage lors de la mise en eau du réservoir.

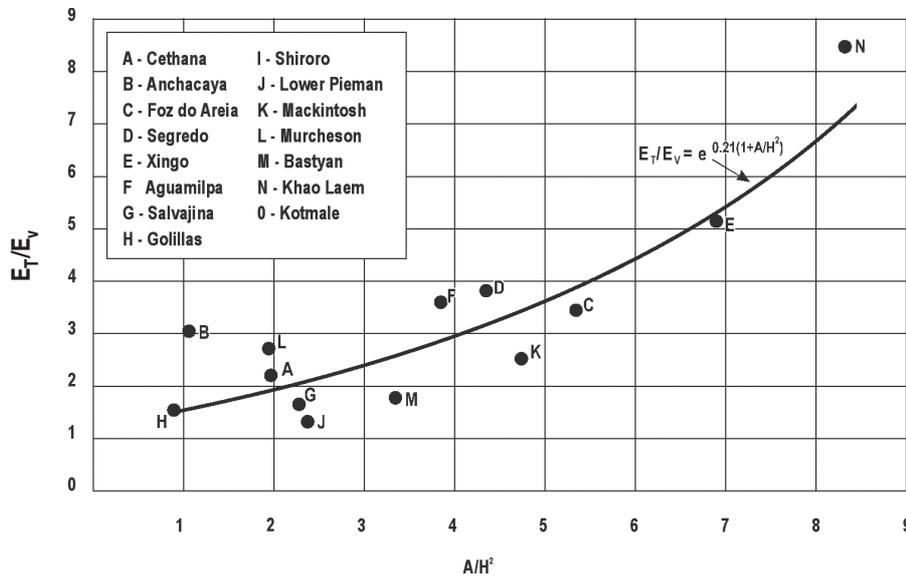


Fig. 11  
Rapport entre le module transversal et vertical, en fonction de  $A/H^2$   
(Pinto et Marques, 1998)

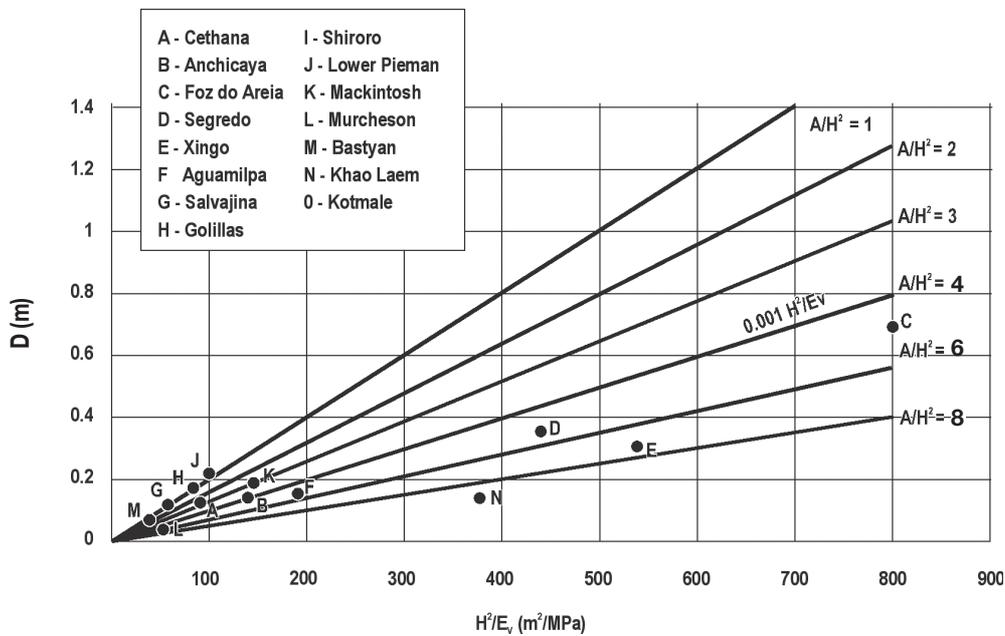


Fig. 12  
Déflexion maximale du masque par rapport à  $H^2/E_v$   
(Pinto et Marques, 1998)

These simple relationships between valley shape, modulus of deformation during construction, and the maximum height of the dam can be used to estimate the performance of the dam during the first filling of the reservoir.

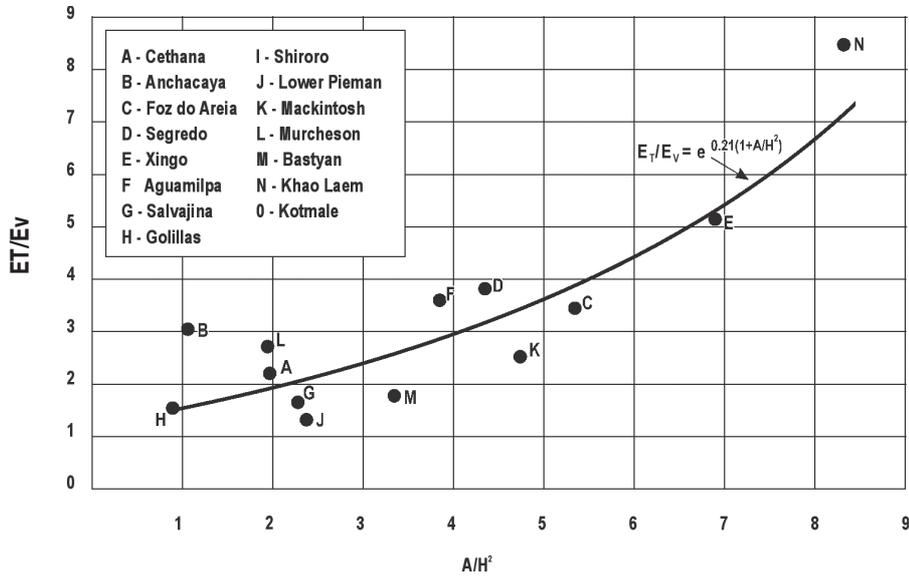


Fig. 11  
Ratio Transverse to Vertical Modulus as a Function of  $A/H^2$   
(Pinto and Marques, 1998)

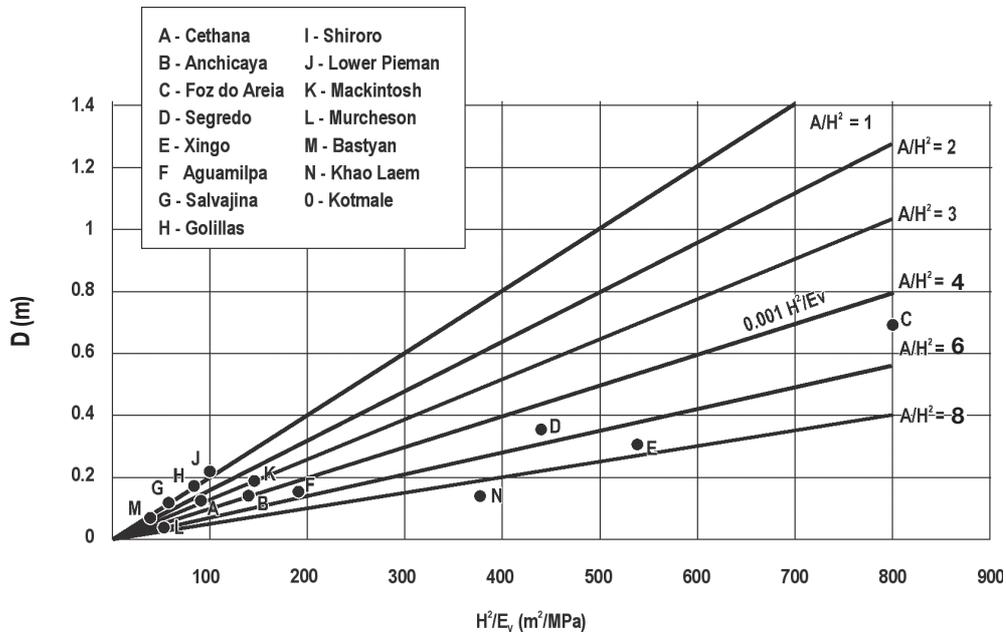


Fig. 12  
Maximum Face Deflection versus  $H^2/E_v$   
(Pinto and Marques, 1998)

## 2.6. ESTIMATION DE LA PERCOLATION DES FONDATIONS ET DE LA DALLE DU MASQUE

Les fuites représentent un paramètre essentiel ayant trait au comportement global d'un barrage CFRD. D'importants débits de fuite signalent que le joint périmétral a subi des dommages et/ou que le masque en béton est fissuré dans une certaine mesure. La percolation par les fondations peut également contribuer à des débits de fuite élevés.

La percolation par les fondations peut être estimée grâce aux concepts habituels ayant trait à l'écoulement en milieu poreux, ou encore à des méthodes plus complexes qui tiennent compte de l'effet des discontinuités dans la masse rocheuse et de l'effet du rideau d'injection. (Giesecke *et al.* 1992).

La conception des CFRD repose fondamentalement sur le principe que les nombreuses zones de remblai du barrage, y compris le matériau de soutien du masque, les filtres, les transitions, les drains de sortie et le corps du barrage, doivent demeurer stables, même si des débits de fuite extrêmement élevés devaient se produire. La capacité de l'enrochement de tolérer et de laisser passer des débits importants est largement documentée. Par conséquent, si les zones du remblai et le traitement des fondations ont été conçus et construits de façon adéquate, les débits élevés de fuite n'indiquent pas que la sécurité est menacée, mais plutôt que des mesures correctives peuvent être requises pour réduire les fuites.

### 2.6.1. Débit entre les fissures

Une estimation des fuites s'écoulant d'éventuelles ouvertures du joint périmétral ou de fissures dans la dalle du masque démontre bien l'importance de la conception des traitements des joints et de leur construction. Le débit de fuite par une fissure est généralement exprimée comme étant proportionnel à la largeur de la fissure au cube. À partir de cette relation et d'études expérimentales, C. Louis (1969) a mis au point le modèle suivant permettant d'évaluer le débit de fuite par une fissure :

$$q = \frac{gw^3i}{12v \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{m}{2w} \right)^{1.5} \right]}$$

où :

q = débit unitaire, m<sup>3</sup>/s/m de longueur de la fissure

g = accélération gravitationnelle = 9,81 m/s<sup>2</sup>

w = largeur de la fissure, en m

i = gradient hydraulique, où i = h/d

h = perte de charge par le frottement associé au débit à travers la fissure, en m

d = profondeur de la fissure par laquelle la perte de charge se produit, en m

v = viscosité cinématique de l'eau, 1 × 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s à 20 °C

m = paramètre de rugosité, correspondant approximativement à la dimension des irrégularités dans la fissure, en m

## 2.6. ESTIMATING SEEPAGE THROUGH THE FOUNDATION AND THE SLAB

Leakage is a key parameter that relates to the overall performance of the CFRD. Large leakage rates are an indication that damage has occurred to the perimeter joint and/or that the concrete face has cracked to some extent. Seepage through the foundation may also be a contributing factor to large leakage rates.

Seepage through the foundation can be estimated following the usual concepts of flow in porous media, or more complex methods that include the effect of discontinuities in the rock mass, and the effect of the grout curtain. (Giesecke *et al.* 1992).

The fundamental design concept of the CFRD is that the several embankment zones of the dam including the face support material, filters, transitions, underdrainage and the body of the dam must remain stable even if extremely large leakage rates were to occur. The ability of rockfill to accept and pass large flows is well known in the literature. Thus, if the embankment zones and the foundation treatment have been designed and constructed appropriately, the large leakage rates are not an indication that safety is a problem, but rather that remedial treatment may be required to reduce the leakage.

### 2.6.1. Flow Through Cracks

The importance of designing and constructing appropriate treatment at joints is easily demonstrated by developing estimates of leakage through potential openings at the perimeter joint or through cracks in the face slab. The rate of flow through a crack is commonly expressed as being proportional to the crack width cubed. C. Louis, 1969, using that relation and based on experimental studies, developed a model for flow through a crack as follows:

$$q = \frac{gw^3i}{12\nu \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{m}{2w} \right)^{1.5} \right]}$$

Where:

q = unit flow rate, m<sup>3</sup>/s/meter of crack length

g = acceleration of gravity = 9.81 m/s<sup>2</sup>

w = crack width, meters

i = hydraulic gradient, where i = h/d

h = frictional head loss associated with flow through the crack, meters

d = depth of crack through which head loss occurs, meters

ν = kinematic viscosity of water, 1 × 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s at 20 °C

m = roughness parameter, approximately equal to the dimension of protusions into the crack, meters

Si le paramètre de rugosité,  $m$ , est défini comme une fraction ou un multiple,  $a$ , de la largeur de la fissure,  $w$ , l'équation ci-dessus peut être utilisée :

$$q = \frac{817500w^3i}{1 + 8.8\left(\frac{a}{2}\right)^{1.5}}$$

Dans le cas d'une fissure dont les parois sont lisses, comme la surface lisse d'un joint dans la roche ou un joint préformé dans le béton, la valeur de «  $a$  » peut être d'environ 0,1 ( $m = 0,1 w$ ). Pour une fissure dont les parois sont irrégulières comme une fissure de dimension capillaire dans le béton, la valeur de «  $a$  » peut être d'environ 1,0 ou 2,0 ( $m = 1,0$  à  $2,0 w$ ). Le tableau suivant fournit un aperçu de l'ampleur du débit de fuite qui peut apparaître par diverses fissures d'une longueur de un mètre présentant diverses largeurs et divers coefficients de rugosité. Il convient de noter que l'équation ci-dessus ne peut être utilisée en présence d'écoulement turbulent ; par conséquent, l'équation ne peut s'appliquer lorsque le débit de fuite est supérieur à 0,2 l/s/m de fissure. L'application de l'équation de C. Louis à divers barrages en Australie est présentée dans les travaux de Casinader et Rome (1988).

Estimation des débits de fuite à travers une fissure

<b>Largeur de la fissure, mm</b>	<b>Rugosité a</b>	<b>Perte de charge, h, m</b>	<b>Profondeur de la fissure, d, m</b>	<b>Gradient h/d</b>	<b>Débit de fuite, q, m<sup>3</sup>/s/m</b>	<b>Débit de fuite, q, l/</b>
0,1	0,1	100	0,6	166,7	1,24E-04	0,12
0,3	0,1	100	0,6	166,7	3,35E-03	3,35
0,1	1	100	0,6	166,7	3,31E-05	0,03
0,3	1	100	0,6	166,7	8,95E-04	0,90
0,1	2	100	0,6	166,7	1,39E-05	0,01
0,3	2	100	0,6	166,7	3,75E-04	0,38

Pour les exemples présentés dans le tableau, des valeurs constantes ont été utilisées pour la perte de charge et la profondeur de fissure, afin d'illustrer la variation du débit de fuite pouvant se produire dans des fissures de dimension capillaire et dans des joints endommagés ou mal construits. Comme on peut le constater dans le tableau, les fissures d'environ 0,1 mm de largeur ne permettront pas un important débit de fuite, même en présence d'un gradient élevé et de parois latérales irrégulières. Les débits de fuite augmentent de façon très marquée si la fissure a une largeur de 0,3 mm ou plus et si la paroi de la fissure est lisse. Il ressort clairement que la mise au point des détails des joints et la construction du soutien de la dalle du masque nécessitent une attention particulière, notamment en ce qui a trait au joint périmétral.

If the roughness parameter, *m*, is defined as some fraction or multiple, *a*, of the crack width, *w*, then the above equation can be written:

$$q = \frac{817500w^3i}{1 + 8.8\left(\frac{a}{2}\right)^{.5}}$$

For a crack with smooth side walls, such as a smooth joint surface in rock or a pre-formed joint in concrete, the value of “*a*” might be on the order of 0.1 (*m* = 0.1*w*). For a crack with rough side walls such as a hairline crack in concrete, the value of “*a*” might be on the order of 1.0 or 2.0 (*m* = 1.0 to 2.0*w*). The following table provides insight concerning the magnitude of the rate of flow that can be experienced through one-meter long cracks of several different widths with varying values of roughness. Note that the above equation cannot be used for turbulent flow conditions. Thus, the above equation is not applicable for flow rates that exceed about 0.2 l/s/meter of crack. A discussion of the use of the C. Louis equation as applied at several dams in Australia can be found in the paper by Casinader and Rome, 1988.

Estimates of Rates of Flow through a Crack

<b>Crack width mm</b>	<b>Roughness a</b>	<b>Head loss, h, m</b>	<b>Depth of crack, d, m</b>	<b>Gradient h/d</b>	<b>Flow rate, q, m<sup>3</sup>/s/m</b>	<b>Flow rate, q, l/s/m</b>
0.1	0.1	100	0.6	166.7	1.24E-04	0.12
0.3	0.1	100	0.6	166.7	3.35E-03	3.35
0.1	1	100	0.6	166.7	3.31E-05	0.03
0.3	1	100	0.6	166.7	8.95E-04	0.90
0.1	2	100	0.6	166.7	1.39E-05	0.01
0.3	2	100	0.6	166.7	3.75E-04	0.38

For the examples presented in the table, a constant value of head loss through a constant depth of crack was used to illustrate the range of estimated flow rates that can occur through hairline cracks and through a damaged or poorly constructed joint. As can be seen from the table, hairline cracks, on the order of 0.1 mm wide, will not allow a large rate of flow, even under a high gradient and with rough side walls. Flow rates increase dramatically when the crack is 0.3 mm wide or wider and the wall of the crack is smooth. It is clear that great care is necessary in developing the joint details and in constructing the support of the face slab especially at the perimeter joint.

## 2.7. RÉFÉRENCES

- APPENDIX, M., Deformation Analysis, San Roque Multipurpose Project, Feasibility Study, March 1999.
- ARRAU, L., IBARRA, I., and NOGUERA, G., “Performance of Cogoti Dam under Seismic Loading”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, ASCE, October, 1985, p. 1.
- ASTENEH, A., *et al.*, “Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the 17 octobre 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake”, *Report No. UCB/EERC-89/14, Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, October, 1989.
- BARTON, N., KJAERNSLI, B., “Shear Strength of Rockfill”, *Journal Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107, No 7.
- BUREAU, G. *et al.*, “Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, ASCE, October, 1985, p. 479.
- BUREAU, G., *et al.*, “Effects on Dams of the Loma Prieta Earthquake of 17 octobre 1989”, *Newsletter, US Committee on Large Dams*, Issue No. 90, November, 1989, p. 1.
- BUREAU, G., SINAN, I., “Seismic Response of Los Angeles Dam, CA, during the 1994 Northridge Earthquake”, *16th USCOLD Annual Lecture, Seismic Design and Performance of Dams*, San Diego, CA, July, 1996, p. 281.
- BUREAU, Gilles, “Evaluation Methods and Acceptability of Seismic Deformations in Embankment Dams”, *Proceedings, 19th Congress on Large Dams*, Florence, Italy, May, 1997.
- CASINADER, R. J., ROME G., “Cracking of upstream concrete membranes on rockfill dams with special reference to Winneke dam”, *Proceedings, 15<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Lausanne, 1985.
- CASINADER, R. J., ROME, G., “Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams”, *Proceedings, 16<sup>th</sup> ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.
- CASINADER, R. J., STAPLEDON, D. H., “The Effect of Geology on the Treatment of the Dam-Foundation Interface of Sugarloaf Dam”, *Proceedings, 13<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Q. 48, R. 32, New Delhi, 1979.
- CHARLES, J. A., WATTS, K. S., “The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill Dams”, *Geotechnique*, Vol. 29, No. 4, 1980.
- COOKE, J. B., “Cogswell Dam, History and Seismic Performance”, Unpublished Memo No. 131, August, 1995.
- EERI, “Northridge Earthquake, 17 janvier 1994, Preliminary Reconnaissance Report”, *Earthquake Engineering Research Institute*, March, 1994.

## 2.7. REFERENCES

- APPENDIX, M, Deformation Analysis, San Roque Multipurpose Project, Feasibility Study, March 1999.
- ARRAU, L., IBARRA, I., and NOGUERA, G., "Performance of Cogoti Dam under Seismic Loading", *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, ASCE, October, 1985, p. 1.
- ASTENEH, A., *et al.*, "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the October 17, 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake", *Report No. UCB/EERC-89/14, Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, October, 1989.
- BARTON, N., KJAERNSLI, B., "Shear Strength of Rockfill", *Journal Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107 N. 7.
- BUREAU, G., *et al.*, "Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams", *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, ASCE, October, 1985, p. 479.
- BUREAU, G., *et al.*, "Effects on Dams of the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989", *Newsletter, US Committee on Large Dams*, Issue No. 90, November, 1989, p. 1.
- BUREAU, G., SINAN, I., "Seismic Response of Los Angeles Dam, CA, during the 1994 Northridge Earthquake", *16th USCOLD Annual Lecture, Seismic Design and Performance of Dams*, San Diego, CA, July, 1996, p. 281.
- BUREAU, G., "Evaluation Methods and Acceptability of Seismic Deformations in Embankment Dams", *Proceedings, 19th Congress on Large Dams*, Florence, Italy, May, 1997.
- CASINADER, R. J., ROME G., "Cracking of upstream concrete membranes on rockfill dams with special reference to Winneke dam", *Proceedings, 15th Congress on Large Dams*, Lausanne, 1985.
- CASINADER, R. J., ROME, G., "Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams", *Proceedings, 16th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.
- CASINADER, R.J., STAPLEDON, D. H., "The Effect of Geology on the Treatment of the Dam-Foundation Interface of Sugarloaf Dam", *Proceedings, 13th Congress on Large Dams*, Q. 48, R. 32, New Delhi, 1979.
- CHARLES, J. A., WATTS, K. S., "The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill Dams", *Geotechnique*, Vol. 29, No. 4, 1980.
- COOKE, J. B., "Cogswell Dam, History and Seismic Performance", Unpublished Memo No. 131, August, 1995.
- EERI, "Northridge Earthquake, January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report", *Earthquake Engineering Research Institute*, March, 1994.

- EERI, "Southern Peru Earthquake of 23 June 2001, Reconnaissance Report", *Earthquake Engineering Research Institute*, Vol. 19. January, 2003. pp. 57-71.
- GIESECKE J., ROMMEL M., SOYEAUX R. 1991, "Seepage flow under dams with jointed rock foundation", *Proceedings, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Vienna, 1991.
- GOSSCHALK, E. M., KULASINGHE, A. N. S., "Kotmale and Observations on CFRD", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 379-395.
- ICOLD, "Selecting Seismic Parameters for Large Dams-Guidelines", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 72, 1989.
- ICOLD, "Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- ICOLD, "Rock Materials of Rockfill Dams", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 92, 1993.
- JANSEN, R. B., "Estimation of Embankment Dam Settlement caused by Earthquake", *Water Power & Dam Construction*, December, 1990, p. 35.
- LEPS, T. M., "Review of Shearing Strength of Rockfill", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 96, SM4, p.1159-1170, 1970.
- LOUIS, C., "A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and its Influence on the Stability of Rock Masses", *Rock Mechanics Progress Report No. 10*, Imperial College, London, September, 1969.
- MAKDISI, F. I., SEED, H. B., "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-induced Deformations in Dams and Embankments", *Report No. UCB/EERC-77/19*, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, August, 1977.
- MARSAL, R. J., "Mechanical Properties of Rockfill, in Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume", John Wiley, 1976.
- MATSUMOTO, N., KADONATSU, T., TAKASU, S., YOSHIDA, H., TANIGUCHI, M., "Performance of Dams to the Tottori Earthquake of 6 octobre 2000", *Proceedings, Workshop, Modern Techniques for Dams-Financing, Construction, Operation, Risk Assessment*, ICOLD, German Committee on Large Dams, p. 341, September 2001.
- NEWMARK, N. M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Rankine Lecture, *Geotechnique 15*, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- PINTO, N. L., MARQUES, P. L., "Estimating the Maximum Face Deflection in CFRDs", *Hydropower and Dams*, Issue 6, 1998, p. 28.
- SEED, H. B., MAKDISI, F. I., DEALBA, P., "The Performance of Earth Dams during Earthquakes", *Water Power & Dam Construction*, August, 1980, p. 17.
- STEWART, J. P., *et al.*, "Northridge Earthquake-Geotechnical Structures", *Geotechnical News*, June, 1994.

- EERI, "Southern Peru Earthquake of 23 June 2001, Reconnaissance Report", *Earthquake Engineering Research Institute*, Vol. 19. January, 2003. pp. 57-71.
- GIESECKE J., ROMMEL M., SOYEAUX R. 1991, "Seepage flow under dams with jointed rock foundation", *Proceedings, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Vienna, 1991.
- GOSSCHALK, E. M., KULASINGHE, A. N. S., "Kotmale and Observations on CFRD", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 379-395.
- ICOLD, "Selecting Seismic Parameters for Large Dams-Guidelines", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 72, 1989.
- ICOLD, "Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- ICOLD, "Rock Materials of Rockfill Dams", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 92, 1993.
- JANSEN, R. B., "Estimation of Embankment Dam Settlement caused by Earthquake", *Water Power & Dam Construction*, December, 1990, p. 35.
- LEPS, T. M., "Review of Shearing Strength of Rockfill", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 96, SM4, p.1159-1170, 1970.
- LOUIS, C., "A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and its Influence on the Stability of Rock Masses", *Rock Mechanics Progress Report No. 10*, Imperial College, London, September, 1969.
- MAKDISI, F. I., SEED, H. B., "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-induced Deformations in Dams and Embankments", *Report No. UCB/EERC-77/19*, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, August, 1977.
- MARSAL, R. J., "Mechanical Properties of Rockfill, in Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume", John Wiley, 1976.
- MATSUMOTO, N., KADONATSU, T., TAKASU, S., YOSHIDA, H., TANIGUCHI, M., "Performance of Dams to the Tottori Earthquake of October 6, 2000", *Proceedings, Workshop, Modern Techniques for Dams-Financing, Construction, Operation, Risk Assessment*, ICOLD, German Committee on Large Dams, p. 341, September 2001.
- NEWMARK, N. M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Rankine Lecture, *Geotechnique 15*, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- PINTO, N. L., MARQUES, P. L., "Estimating the Maximum Face Deflection in CFRDs", *Hydropower and Dams*, Issue 6, 1998, p. 28.
- SEED, H. B., MAKDISI, F. I., DEALBA, P., "The Performance of Earth Dams during Earthquakes", *Water Power & Dam Construction*, August, 1980, p. 17.
- STEWART, J. P., *et al*, "Northridge Earthquake-Geotechnical Structures", *Geotechnical News*, June, 1994.

SWAISGOOD, J. R., “Estimating Deformation of Embankment Dams Caused by Earthquakes”, Presented at *Association of Dam Safety Officials (ASDSO) Western Regional Conference*, Red Lodge, Montana, May, 1995.

TEPEL, R. E., *et al*, “Seismic Response of Eleven Embankment Dams, Santa Clara County, California, as Measured by Crest Monument Surveys”, *16th USCOLD Annual Lecture, Seismic Design and Performance of Dams*, Los Angeles, CA, July, 1996, p. 185.

USCOLD, “Guidelines for Selection of Seismic Parameters for Dam Projects”, *US Committee on Large Dams*, May, 1996.

USCOLD, “Observed Performance of Dams during Earthquakes”, *US Committee on Large Dams*, July, 1992.

SWAISGOOD, J. R., “Estimating Deformation of Embankment Dams Caused by Earthquakes”, Presented at *Association of Dam Safety Officials (ASDSO) Western Regional Conference*, Red Lodge, Montana, May, 1995.

TEPEL, R. E., *et al.*, “Seismic Response of Eleven Embankment Dams, Santa Clara County, California, as Measured by Crest Monument Surveys”, *16th USCOLD Annual Lecture, Seismic Design and Performance of Dams*, Los Angeles, CA, July, 1996, p. 185.

USCOLD, “Guidelines for Selection of Seismic Parameters for Dam Projects”, *US Committee on Large Dams*, May, 1996.

USCOLD, “Observed Performance of Dams during Earthquakes”, *US Committee on Large Dams*, July, 1992.

---

## 3. EXCAVATION ET TRAITEMENT DES FONDATIONS

---

### 3.1. OBJECTIF DU TRAITEMENT DES FONDATIONS

Le traitement des fondations pour les barrages CFRD comprend :

- Les excavations.
- La préparation de la surface des fondations au niveau de la plinthe et sous le corps du barrage. Cela comporte le retrait du matériau de fondation instable ou inadéquat sous la plinthe et sous le corps du barrage. Si cela s'avère impossible, des mesures doivent être prises pour prévenir l'érosion et la formation de renards dans le matériau.
- Le forage et l'injection de béton et/ou la mise en place d'écrans d'étanchéité sous la plinthe.
- Le traitement adéquat des couches minces non compétentes ou des défauts en amont et en aval de la plinthe.
- Le drainage des fondations et des appuis latéraux et
- L'association des techniques mentionnées ci-dessus.

Le barrage doit s'adapter aux conditions variables des fondations et le traitement sélectionné doit être compatible tant avec le type de barrage qu'avec les caractéristiques des fondations.

Souvent, les conditions des fondations sont hétérogènes et difficile à définir. La réussite du projet repose donc sur une exploration méticuleuse du terrain pour mettre à jour les strates ou les lentilles dont la stabilité est vulnérable ou encore sujettes à percolation. Un traitement adéquat des fondations doit être conçu et les travaux d'excavation et de traitement des fondations doivent être réalisés soigneusement. Des conditions n'ayant pas été relevées lors de la reconnaissance du site sont souvent mises à jour en cours de construction ; si tel est le cas, les concepts de traitement des fondations doivent être revus pour apporter les changements requis.

En résumé, le traitement des fondations doit viser les objectifs fondamentaux suivants :

- Contrôle total de la percolation sous la plinthe ou autour de celle-ci.
- Retrait des matériaux instables ou inadéquats des fondations sous la plinthe et sous le corps du barrage.
- Préparation des surfaces des fondations pour qu'elles servent d'appui au béton, aux filtres et à l'enrochement et
- Prévention des tassements différentiels de la plinthe, de la dalle du masque et du joint périmétral.

---

## 3. FOUNDATION EXCAVATION AND TREATMENT

---

### 3.1. FOUNDATION TREATMENT OBJECTIVES

Foundation treatment for the CFRD consists of:

- Excavation.
- Foundation surface preparation at the plinth and beneath the body of the dam. This includes removal of unstable or unsuitable foundation material from beneath the plinth and the body of the dam. If this becomes impractical, defensive measures that preclude erosion and piping of the material must be utilized,
- Drilling and grouting and/or positive cutoffs beneath the plinth,
- Specific treatment of seams or defects both upstream and downstream of the plinth,
- Foundation and abutment drainage and
- Combinations of the above techniques.

The dam must accommodate variable foundation conditions and the selected foundation treatment must be compatible with the dam and with the foundation characteristics.

Often, foundation conditions are erratic and difficult to define. Success depends on careful subsurface investigations to disclose strata or lenses critical to stability or seepage, design of appropriate foundation treatment, and careful execution of foundation excavation and treatment during construction. Construction often reveals conditions that were not observed during the site investigations. When this occurs, foundation treatment concepts must be reviewed and appropriate changes made.

In summary, foundation treatment must achieve the following fundamental objectives:

- Positive control of seepage beneath or around the plinth.
- Removal of unstable or unsuitable foundation material from beneath the plinth and the body of the dam.
- Preparation of foundation surfaces to receive concrete, filters and rockfill, and
- Limiting differential settlements of the plinth, the face slab and the perimeter joint.

### 3.2. TRAITEMENT DES FONDATIONS DE LA PLINTHE

Une plinthe de béton armé continu, coulée sur des fondations compétentes à une profondeur acceptable le long du pied amont du barrage, représente la connexion imperméable idéale entre le masque de béton et les fondations de roc. La plinthe est ancrée au rocher à l'aide d'armatures d'acier et sert de cavalier d'injection pour la consolidation des fondations et pour l'injection du rideau d'étanchéité.

La plinthe est normalement assise sur un roc dur, non érodable et non altéré, qui peut être traité par injection de coulis. Cela est nécessaire puisque des gradients hydrauliques d'environ 15 à 20 se développent dans le court chemin d'infiltration sous la plinthe. En revanche, si le traitement des fondations s'avère adéquat, il est possible de tolérer la présence de roche altérée et de roche fracturée, de failles, de joints avec remplissage et de matériaux sujets à l'érosion et à la formation de renards, y compris les saprolites solides. La plinthe doit être conçue en fonction des conditions des fondations et les gradients hydrauliques dans les fondations sous la plinthe seront réduits au besoin pour s'adapter à leurs caractéristiques particulières. Les détails sont présentés dans le Chapitre 4, Plinthes, qui aborde le rapport entre la largeur de la plinthe et les conditions des fondations. Lorsque les fondations présentent des changements abrupts de pente, la possibilité que d'importants mouvements différentiels se produisent doit être étudiée attentivement et la plinthe doit être conçue en conséquence.

En présence de surfaces rocheuses dures, compétentes et non érodables, les excavations générales pour la plinthe doivent être suivies d'un nettoyage et d'une préparation qui comprennent habituellement :

- Le retrait des matériaux mous des fissures, des crevasses, des joints, des fractures et des cavités.
- La préparation d'une carte géologique détaillée de la surface des fondations de la plinthe pour les archives des travaux.
- Le nettoyage des surfaces avec de l'air et de l'eau à haute pression, à moins que la surface rocheuse ne risque d'être endommagée par l'utilisation d'eau ; dans un tel cas, il convient d'utiliser seulement de l'air.
- Le remplissage des fissures, des crevasses, des joints, des fractures et des cavités avec du béton. Cela peut être effectué en même temps que la mise en place du béton sous la plinthe ou encore lors de la construction de la plinthe.

Des plinthes ont été construites sur des sols alluvionnaires dans de nombreux projets, notamment deux au Chili, soit Santa Juana et Puclaro. Castro et ses collaborateurs (1999) présentent une liste de 10 barrages CFRD présentement exploités dont la plinthe a été construite sur des alluvions ; de ce nombre, cinq se trouvent en Chine. La hauteur de ces barrages varie de 28 m à 106 m, cette dernière étant la hauteur du barrage de Santa Juana. Des parafouilles ont été construites à la verticale dans les alluvions et fixés à la plinthe pour limiter la percolation à travers les fondations. Là où un barrage CFRD est construit sur des fondations de type alluvionnaire, il est important de s'assurer que les matériaux laissés sur place pourront demeurer stables dans toutes les conditions de charges statiques et dynamiques (séismiques). En outre, les déformations dans les fondations doivent être suffisamment faibles pour que les mouvements au niveau des joints dans la plinthe ou les fissures du masque de béton en résultant ne provoquent pas de fuites excessives.

### 3.2. PLINTH FOUNDATION TREATMENT

A continuous reinforced concrete plinth, cast on a competent foundation at an acceptable depth along the upstream toe of the dam, forms the ideal watertight connection between the concrete face slab and the rock foundation. The plinth is anchored into rock with steel bars and serves as the grout cap for foundation consolidation and curtain grouting.

The plinth is normally founded on hard, non-erodible fresh rock that can be treated by grouting. This is necessary because hydraulic gradients on the order of 15 to 20 develop along the short seepage path under the plinth. With appropriate foundation treatment, however, weathered and jointed rock, fault zones, soil-filled joints and materials susceptible to possible erosion and piping, including firm saprolites, are acceptable. The plinth must be designed to accommodate the foundation conditions and hydraulic gradients within the foundation below the plinth will be reduced as necessary to fit the specific characteristics of the foundation. Criteria are presented in Chapter 4, Plinth, that relate plinth width to foundation conditions. When changes in foundation stiffness are abrupt, the possibility of significant differential movements must be carefully studied and the plinth design adapted to the findings.

In general, for hard, competent, non-erodible rock surfaces, cleaning and preparation of these surfaces subsequent to general excavation for the plinth includes:

- Excavate soft material from cracks, crevices, joints, fractures, and cavities,
- Develop a comprehensive geologic map of the plinth foundation surface for the construction record,
- Clean surfaces with air and high pressure water, unless the rock surface can be damaged using water, in which case, use air only,
- Backfill cracks, crevices, joints, fractures, and cavities with concrete. This can be achieved concurrently with the placement of the foundation concrete below the plinth or with the placement of the plinth.

Plinths have been constructed on alluvial soils at several projects including two in Chile, Santa Juana and Puclaro. Castro *et al* (1999) lists 10 CFRDs with plinths founded on alluvium that are currently in operation, five of which are located in China. These dams vary in height from 28 m to Santa Juana, 106 m. Vertical cutoff walls were constructed within the alluvium and tied to the plinth to control seepage through the foundation. Where the CFRD is constructed on an alluvial foundation, it is important that the materials left in place will be stable under all static and dynamic (seismic) loading conditions and that deformations within the foundation are small such that the resultant movements at joints in the plinth or cracking of the concrete face will not lead to excessive leakage.

Les analyses statiques et dynamiques réalisées en vue de la construction proposée du barrage CFRD de Caracoles en Argentine révèlent que les caractéristiques des alluvions sont telles qu'il sera possible de construire le barrage de 131 m et la plinthe sur les alluvions, selon Castro et ses collaborateurs (1999). Les graviers, galets et blocs rocheux alluvionnaires caractéristiques des matériaux érodés du sud de la Cordillère des Andes, en Amérique du Sud, représentent des fondations adéquates. Ces matériaux sont fortement perméables et nécessitent par conséquent une parafouille. En revanche, leur compressibilité est faible, ce qui assure leur stabilité s'ils sont soumis à de fortes charges sismiques.

Le Chapitre 4, Plinthe, traite plus en profondeur de la largeur de la plinthe, des élargissements amont et aval, ainsi que des analyses et des méthodes permettant d'assurer la stabilité de la plinthe et du remblai de béton.

Les stratégies de conception préventives pouvant être adoptées pour traiter adéquatement des fondations problématiques sont illustrées dans les études de cas suivantes.

#### *Barrage de Salvajina, Colombie, 1983*

La plinthe du barrage de Salvajina est construite sur des fondations très hétérogènes. Les 65 m inférieurs des appuis latéraux du barrage sont composés de grès quartzeux dur et de siltstone avec des schistes durs intercalés. Les 90 m supérieurs des fondations de la plinthe sont principalement composés de siltstone intercalé de grès friable, altérés ou fracturés. Dans la partie supérieure de l'appui latéral de droite, on trouve une importante intrusion ignée qui est profondément altérée en saprolite. Ce saprolite (sol résiduel : MH-ML selon le Système unifié de classification des sols) est un matériau silteux rougeâtre, sujet à la formation de renards. Des couches minces d'altération hydrothermale de diverses épaisseurs (de 10 à 150 mm) sont présentes dans le grès fin et sont sujettes à la formation de renards. Les caractéristiques de la plinthe de ce site sont illustrées dans les Fig. 13, 14 et 15 et peuvent se résumer comme suit :

- La largeur de la plinthe a été augmentée à  $1/16 H$  de la charge hydraulique, comparativement à la valeur habituelle de  $1/20$  à  $1/25 H$ . En présence de roche fortement fracturée et altérée, la largeur a été augmentée à  $1/9 H$  et à  $1/6 H$  respectivement, afin d'obtenir des gradients hydrauliques de 9 et de 6. En fonction des détails de construction choisis, les gradients réels se sont avérés plus faibles que prévu initialement.
- Dans les zones présentant un grès et un siltstone altérés, un parafouille, d'une largeur de 1 m et d'une profondeur de 3 m excavé à la main et rempli de béton, a été raccordé à la plinthe afin de prévenir la formation de cratères de renards (voir la Fig. 13). En présence de saprolite, la profondeur de la tranchée a été limitée à 0,6 m et le parafouille a été construit de façon telle qu'il soit déformable, grâce à des sables imprégnés de bitume (10 à 12 % de bitume), cela pour éviter les fissures liées aux tassements différentiels (voir les Fig. 14 et 15). Une lame d'étanchéité a été placée au point de jonction entre le parafouille et la plinthe.
- On s'attendait à voir des tassements différentiels entre la plinthe construite sur un sol résiduel et la plinthe reposant sur le roc. Il a été possible d'éviter l'apparition de

Static and dynamic analyses of the proposed 131-m high Caracoles CFRD in Argentina indicate that the characteristics of the alluvium will allow the dam and plinth to be founded on the alluvium (Castro *et al*, 1999). The alluvial gravels, cobbles and boulders that are typical of materials eroded from the southern part of the Andes Mountains in South America provide suitable foundations. The materials are highly pervious, thus requiring cutoff, and, at the same time, exhibit low compressibility and are stable under large seismic loadings.

Chapter 4, Plinth, presents further discussion concerning of the width of the plinth, internal and external extensions, and the analyses and means to ensure stability of the plinth and backfill concrete.

The various defensive design measures that can be adopted to appropriately treat difficult foundations are illustrated with the following case histories.

### *Salvajina Dam, Colombia, 1983*

The plinth of the Salvajina dam was founded on a widely varying foundation. The lower 65 m of the dam abutments consist of hard quartz sandstone and siliceous siltstone with thinly interbedded hard shales. The upper 90 m of the plinth foundation consists mainly of a weathered to intensely fractured, interbedded siltstone and friable sandstone. In the upper part of the right abutment, a large igneous intrusion is present that is deeply weathered to a saprolite. This saprolite (residual soil: MH-ML according to the Unified Soil Classification System) is a reddish silty material sensitive to piping. Seams of hydrothermal alteration, prone to piping, of varying thickness (10-150 mm) are present in the siltstone. Plinth details adopted at this site are shown in les Fig. 13, 14 and 15 and can be summarized as follows:

- The width of the plinth was increased from  $1/20$  to  $1/25$  of the water head  $H$  to  $1/16$   $H$ . For intensely fractured rock and intensely weathered rock, the width was increased to  $1/9$   $H$  and  $1/6$   $H$ , respectively to obtain hydraulic gradients of 9 and 6. Selection of construction details resulted in smaller actual gradients.
- In zones of altered sandstone and siltstone, a hand-excavated concrete back-filled cut off, 1 m wide and 3 m deep, was tied to the plinth, see Fig. 13, to prevent a seepage blow-out at the plinth contact. Where the saprolite was encountered, the trench depth was limited to 0.6 m and the cut off was made deformable by filling the trench with asphalt-impregnated sand (10-12% asphalt) to prevent cracking as a result of differential settlements, see Fig. 14 and 15. A waterstop was placed at the junction of the cut off with the plinth.
- For the plinth resting on residual soil, differential settlements with respect to the adjacent plinth founded on rock were expected. Cracking was avoided by

fissures grâce à la construction de trois joints de reprise transversaux avec des lames d'étanchéité de PVC dans la plinthe, pour en améliorer la flexibilité (voir Fig. 14).

- Le sol résiduel déblayé et les surfaces des fondations fortement altérées en aval de la dalle du masque et en amont de l'axe du barrage ont été recouverts d'un filtre de sable à béton, avec une couche additionnelle de gravier soutenant le masque en guise de transition, afin d'écarter toute possibilité de migration de fines érodées dans le remblai (voir Fig. 13 et 14). Ce traitement démontre que des filtres adéquats posés en aval de la dalle du masque peuvent être utilisés sur presque tous les sites ayant des fondations rocheuses, même lorsqu'elles présentent des zones fortement altérées.
- Une injection de béton de consolidation en profondeur et à basse pression (100 à 200 kPa) a été réalisée tout le long des fondations de la plinthe, sauf dans la zone où se trouve le saprolite ayant une faible perméabilité. Les injections de consolidation ont été réalisées en une seule étape au moyen de trous perpendiculaires à la dalle distants de 4 m et dont la profondeur varie de 5 à 10 m, selon la qualité de la roche. Des trous supplémentaires ont été forés et injectés de coulis dans diverses directions afin d'intercepter certaines caractéristiques géologiques particulières, comme par exemple une série de diaclases ouvertes fortement inclinées et parallèles à la vallée.
- Des couches minces de roche altérée, concassée et friable ont été excavées sur une profondeur de 3 à 4 fois la largeur de la couche et elles ont été remblayées de mortier ou de béton. Une attention particulière a été accordée aux caractéristiques géologiques qui croisent les fondations de la plinthe de manière transversale.
- Toutes les pentes de roche exposées en amont à la suite des excavations réalisées pour la plinthe ont été couvertes d'une couche de béton projeté renforcé par un treillis métallique, cela dans le but de prolonger le chemin d'infiltration.

#### *Barrage de Sugarloaf (anciennement Winneke), Australie, 1979*

Au barrage de Sugarloaf (anciennement Winneke), il était impossible économiquement de construire la plinthe sur un roc propice à l'injection de coulis, étant donné la profondeur de l'altération du roc des fondations, constitué de siltstone. En raison de la présence de couches minces d'argiles dispersives tant dans le roc fortement altéré que dans la roche non altérée, des mesures particulières ont été prises afin de diminuer l'érosion de ces couches par les forces de la percolation. La présence systématique de couches minces de faible compétence dans les fondations faisait aussi craindre que la plinthe ne glisse vers l'aval sous la charge de l'eau. Les mesures suivantes, illustrées dans la Fig. 16, ont été adoptées :

- Afin de traiter les couches minces d'intrusion, présentes surtout dans les 6 m supérieurs de la zone fortement altérée, une large tranchée a été excavée au pied amont du barrage, jusqu'à 6 m au moins dans la roche fortement altérée.
- La largeur de la plinthe a été fixée à  $0,1 H$  ou au moins 6 m. Les fondations rocheuses en aval de la plinthe ont été tapissées à l'aide d'une dalle de béton d'une épaisseur de 150 mm sur une distance telle que le gradient hydraulique entre la plinthe et l'extension de béton en aval ne soit pas supérieur à 2.

constructing three transverse cold joints with PVC waterstops in the plinth to add flexibility, see Fig. 14.

- The excavated residual soil and deeply weathered foundation surfaces downstream of the face slab and upstream of the dam axis were covered with a concrete sand filter with an additional layer of the face supporting gravels as transition to prevent any possibility of migration of eroded fines into the embankment, see Fig. 13 and 14. This treatment provides confidence that suitable filters placed downstream of the face slab can be used at almost all sites with rock foundations, even if they present extensive weathering zones.
- Deep, low pressure (100-200 kPa) consolidation grouting was carried out throughout the entire plinth foundation, except in the area where the low permeability saprolite was present. Consolidation grouting was carried out in a single stage through holes at 4 m spacing perpendicular to the slab and depths ranging between 5 and 10 m, depending on rock quality. Additional holes were drilled and grouted in different directions to intersect particular features, such as a steep set of open relief joints running parallel to the valley.
- Seams of weathered, crushed and friable rock were excavated to a depth of 3 to 4 times the width of the seam and backfilled with either mortar or concrete. Particular attention was given to those features that cross the plinth foundation transversally.
- All upstream exposed rock slopes resulting from excavation for the plinth were covered with a layer of steel-mesh-reinforced shotcrete to extend the seepage path.

*Sugarloaf (formerly Winneke Dam), Australia, 1979*

At Sugarloaf (formerly Winneke) Dam, the depth of weathering of the siltstone foundation rock was such that the plinth could not be economically founded on groutable rock. As a result of the presence of dispersive clays in seams within both the highly weathered and fresh rock, specific measures were taken to minimize erosion of these seams under seepage forces. The presence of systematic weak seams in the foundation also gave rise to concern about the plinth sliding downstream due to water load. The following measures, as illustrated in Fig. 16, were adopted:

- To deal with the infill seams, present mainly in the upper 6 m of the highly weathered zone, the upstream toe was excavated to at least 6 m into the highly weathered rock, in the form of a wide toe trench.
- The width of the plinth was set at 0.1 H or 6 m minimum. The rock foundation downstream of the plinth was blanketed with a concrete slab 150 mm thick to such a distance that the hydraulic gradient across the plinth plus the downstream concrete extension was not greater than 2.

- Les trous d'injection ont été nettoyés à l'air et à l'eau sous pression avant que l'injection de coulis ne soit réalisée, pour éliminer autant que possible l'argile dispersive.
- La surface des fondations a été couverte de matériaux filtrants sur une distance en aval de la dalle de béton correspondant à la moitié de la charge hydraulique.
- Afin de préserver la stabilité de la plinthe contre le risque de glissement, des barres d'ancrage ont été mises en place pour fixer la plinthe au roc en profondeur. Lorsque les barres d'ancrage n'ont pas été utilisées, un contrefort a été construit en aval de la plinthe, prolongeant cette dernière suffisamment loin dans le remblai pour s'assurer que la pression de l'enrochement puisse être mobilisée.

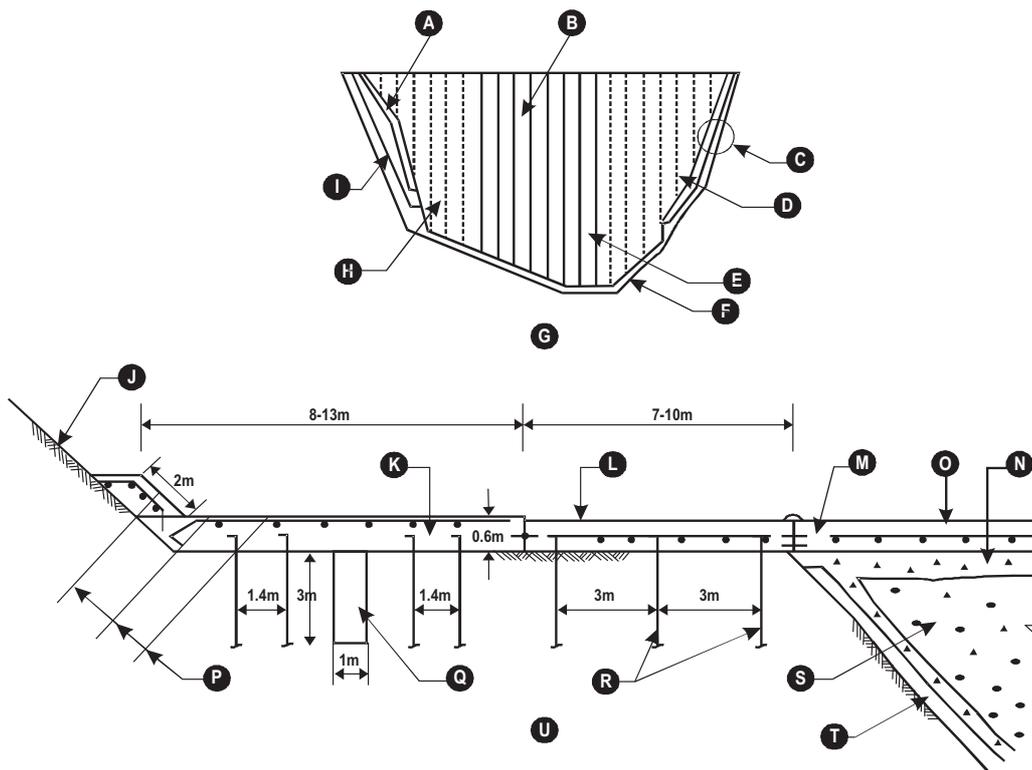


Fig. 13

Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un rocher peu compétent

A	Dalle de raccordement	L	Dalle de raccordement
B	Dalle centrale	M	Joint périphérique
C	Voir détails Fig. 14	N	Zone 1
D	Dalle latérale	O	Dalle de masque
E	Masque en béton	P	Rideau d'injection
F	Plinthe	Q	Parafouille en béton
G	Vue en plan	R	Barres d'ancrage
H	Dalle latérale	S	Zone 2
I	Plinthe	T	Sable à béton
J	Béton projeté	U	Coupe A-A
K	Plinthe		

- Grout holes were flushed with air and water under pressure, prior to grouting, to flush out as much of the dispersive clay as possible.
- The foundation surface for a distance downstream of the concrete blanket, equal to half the reservoir head, was covered with filter material.
- To ensure the stability of the plinth against sliding, inclined anchors were placed to connect the plinth to the rock at depth. Where anchors were not used, a buttress was constructed at the downstream side of the plinth extending it far enough into the embankment so that pressure from the fill could be more assuredly mobilized.

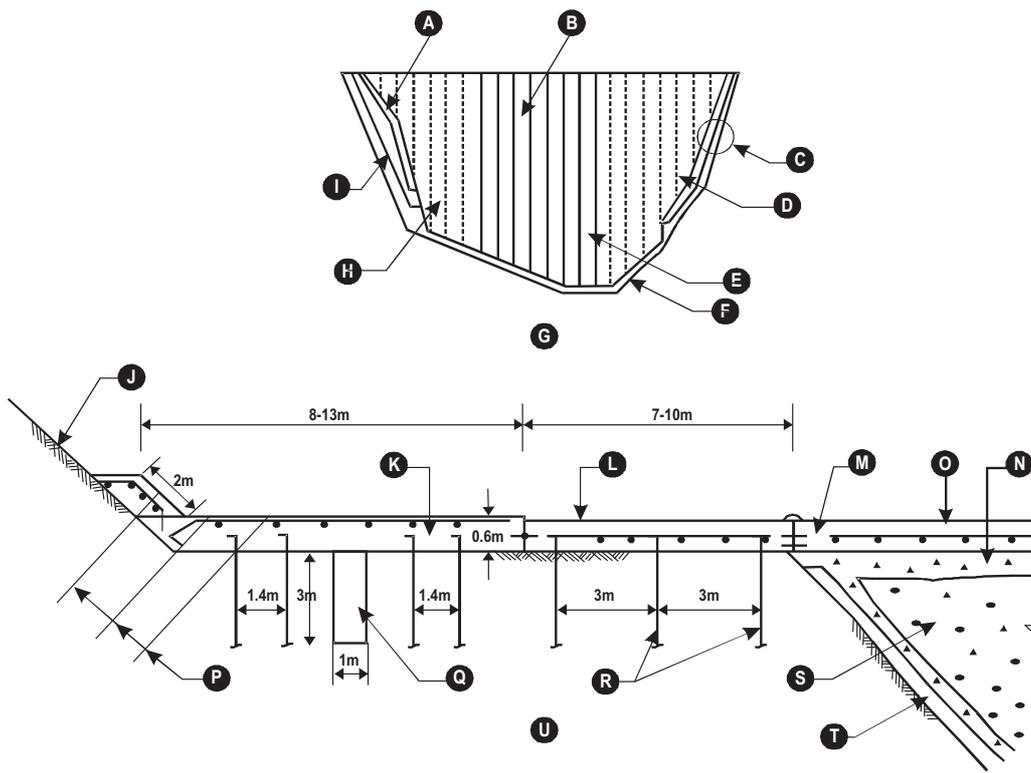


Fig. 13  
Salvajina plinth founded on less competent rock

A	Connectig slab	L	Connecting slab
B	Inner slab	M	Permetric joint
C	Detail – see Fig. 14	N	Zone 1
D	Outer slab	O	Face Slab
E	Concrete face	P	Grout curtain
F	Plinth	Q	Concrete cut off
G	Plan	R	Anchor bars
H	Outer slab	S	Zone 2
I	Plinth	T	Concrete sand
J	Shotcrete	U	Section A-A
K	Plinth		

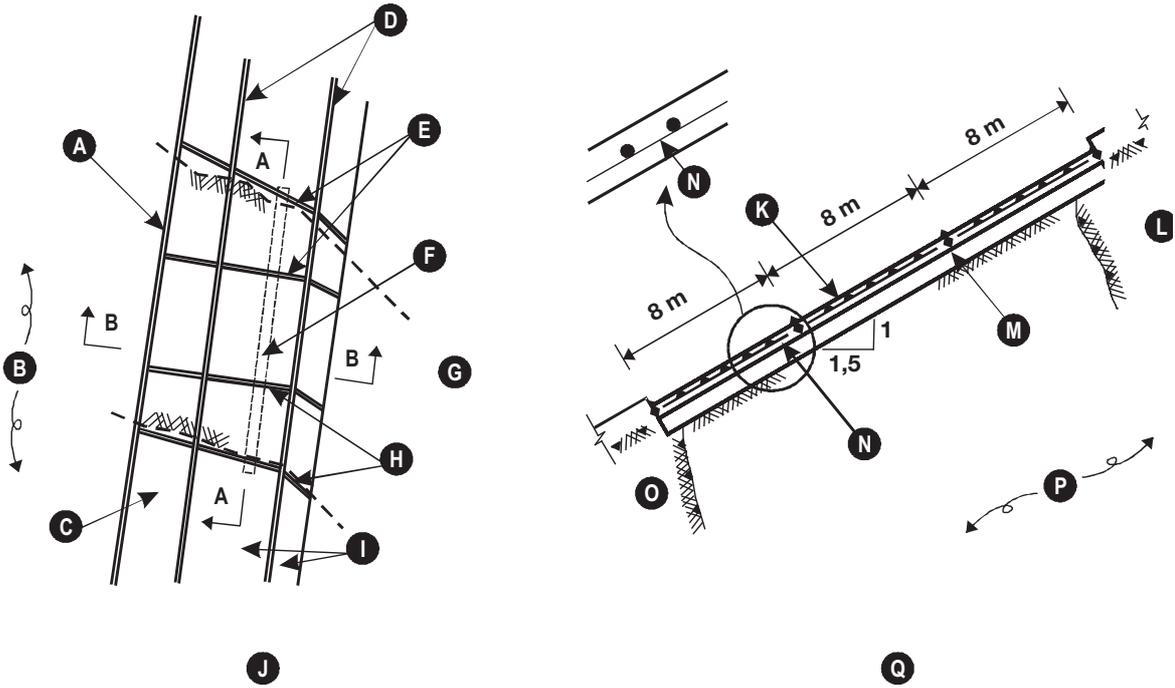


Fig. 14  
 Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un sol résiduel  
 Coupe A-A

A	Joint périmétral	J	Vue en plan (voir détail Fig.13)
B	Dalle du masque	K	Plinthe
C	Dalle de raccordement	L	Rocher
D	Joint vertical	M	Parafouille en sable imprégné de bitume
E	Joint transversal	N	Armature d'acier
F	Parafouille en sable imprégné de bitume	O	Rocher
G	Coupe B-B (voir Fig. 15)	P	Sol résiduel
H	Joint transversal	Q	Coupe A-A
I	Plinthe		

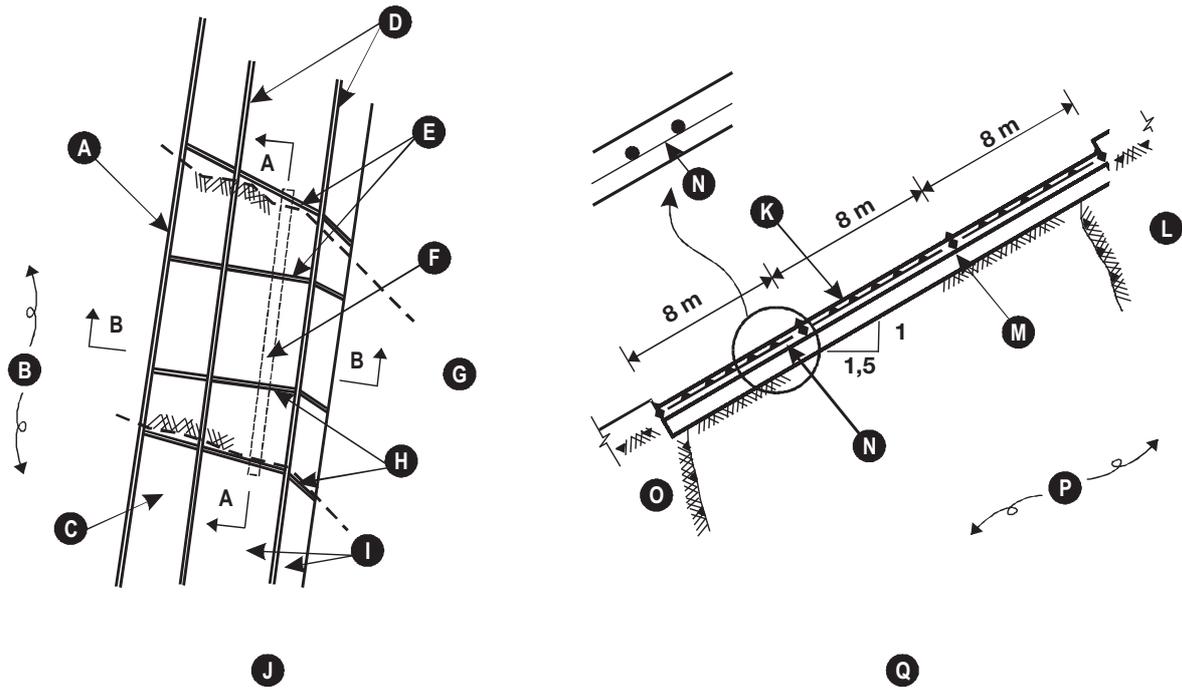


Fig. 14  
 Salvajina plinth founded on residual soil  
 Section A-A

A	Perimetric joint	J	Plan (see Fig.13 – Detail)
B	Face slab	K	Plinth
C	Connecting slab	L	Rock
D	Vertical joint	M	Asphaltic sand cut off
E	Transverse joint	N	Steel reinforcement
F	Asphaltic sand cut off	O	Rock
G	Section B-B (see Fig. 15)	P	Residual soil
H	Transverse joint	Q	Section A-A
I	Plinth		

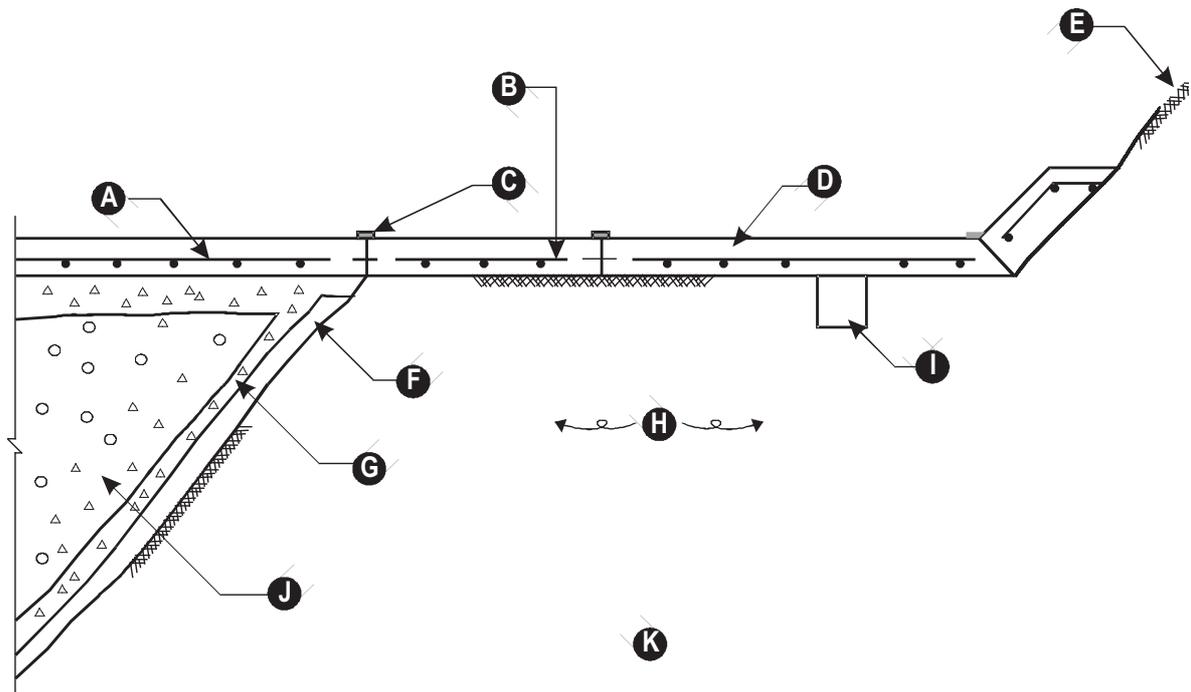


Fig. 15  
 Plinthe du barrage de Salvajina fondée sur un sol résiduel  
 Coupe B-B

A	Dalle du masque	G	Zone 1
B	Dalle de raccordement	H	Sol résiduel
C	Joint périphérique	I	Parafouille en sable imprégné de bitume
D	Plinthe	J	Remblai de gravier (Zone 2)
E	Béton projeté	K	Coupe B-B
F	Sable à béton		

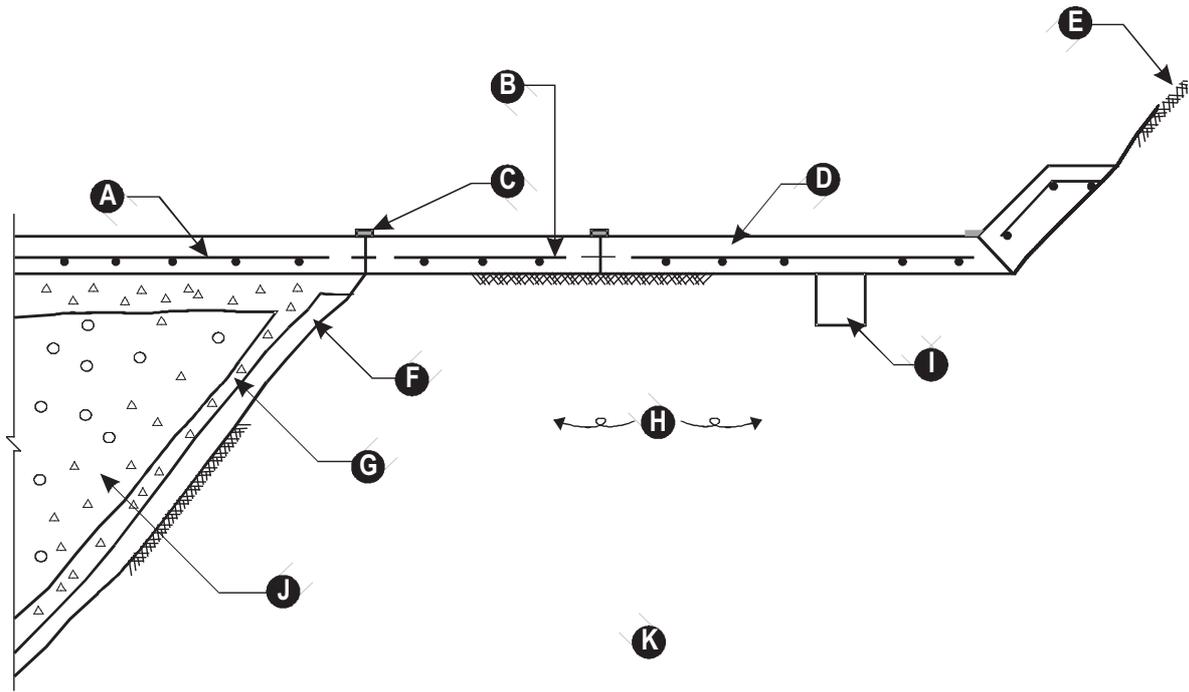


Fig. 15  
Salvajina plinth founded on residual soil.  
Section B-B

A	Face slab	G	Zone 1
B	Connecting slab	H	Residual soil
C	Perimetric joint	I	Asphaltic sand cut off
D	Plinth	J	Gravel fill (Zone 2)
E	Shotcrete	K	Section B-B
F	Concrete sand		

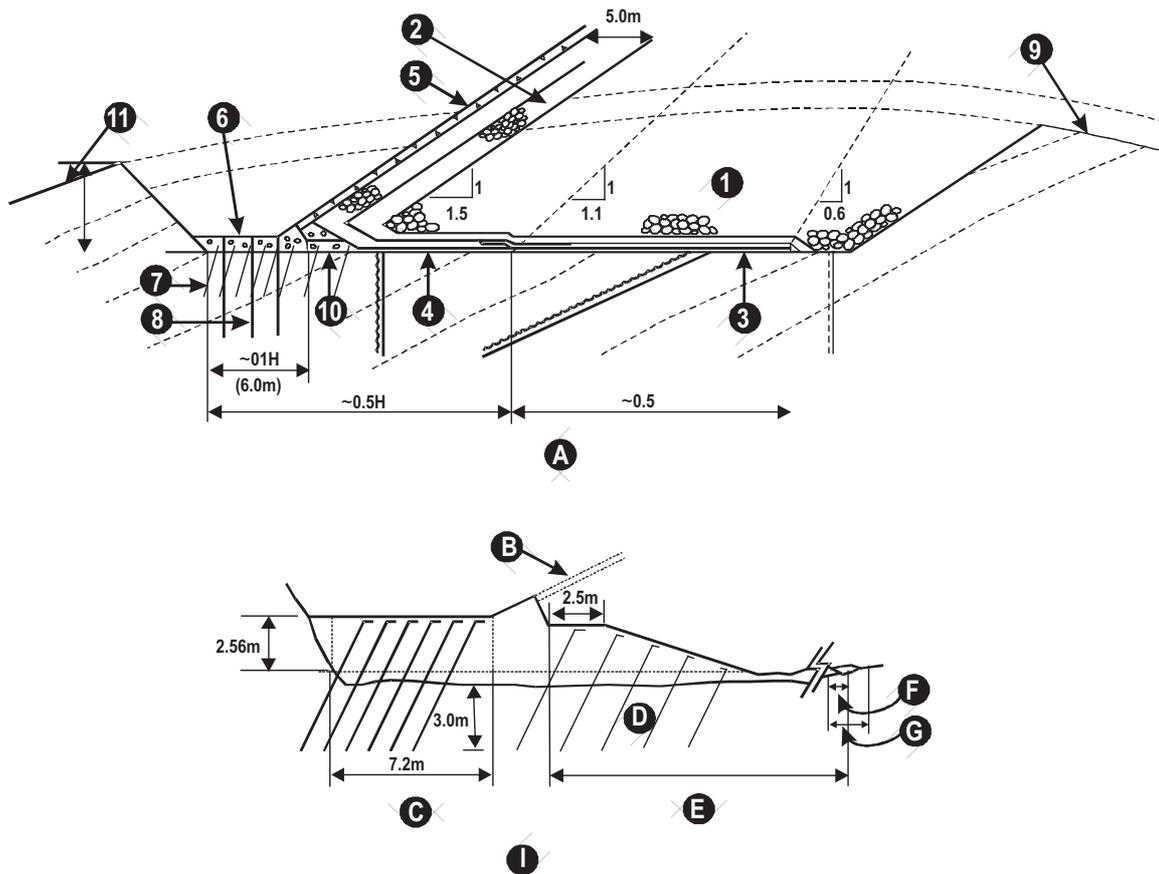


Fig. 16  
Détails de la plinthe de Winneke

A	Détail du pied amont	1	Plinthe élevée avec contrefort
B	Masque en béton	2	Enrochement
C	Barre d'ancrage à 1 m d'intervalle longitudinalement	3	Zone de transition
D	Béton de fondation, épaisseur de 0,15 m, largeur de 32 à 25 m	4	Filtres
E	Barre d'ancrage à 2 m d'intervalle dans chaque sens dans la partie épaisse	5	Béton de fondation
F	Chevauchement, 2 m minimum	6	Masque en béton
G	Filtre fin 42 m à 30 m	7	Plinthe
H	Charge hydraulique au niveau des fondations	8	Barre d'ancrage
I	Plinthe élevée avec contrefort	9	Rideau d'injection
		10	Fondation
		11	Terrain naturel

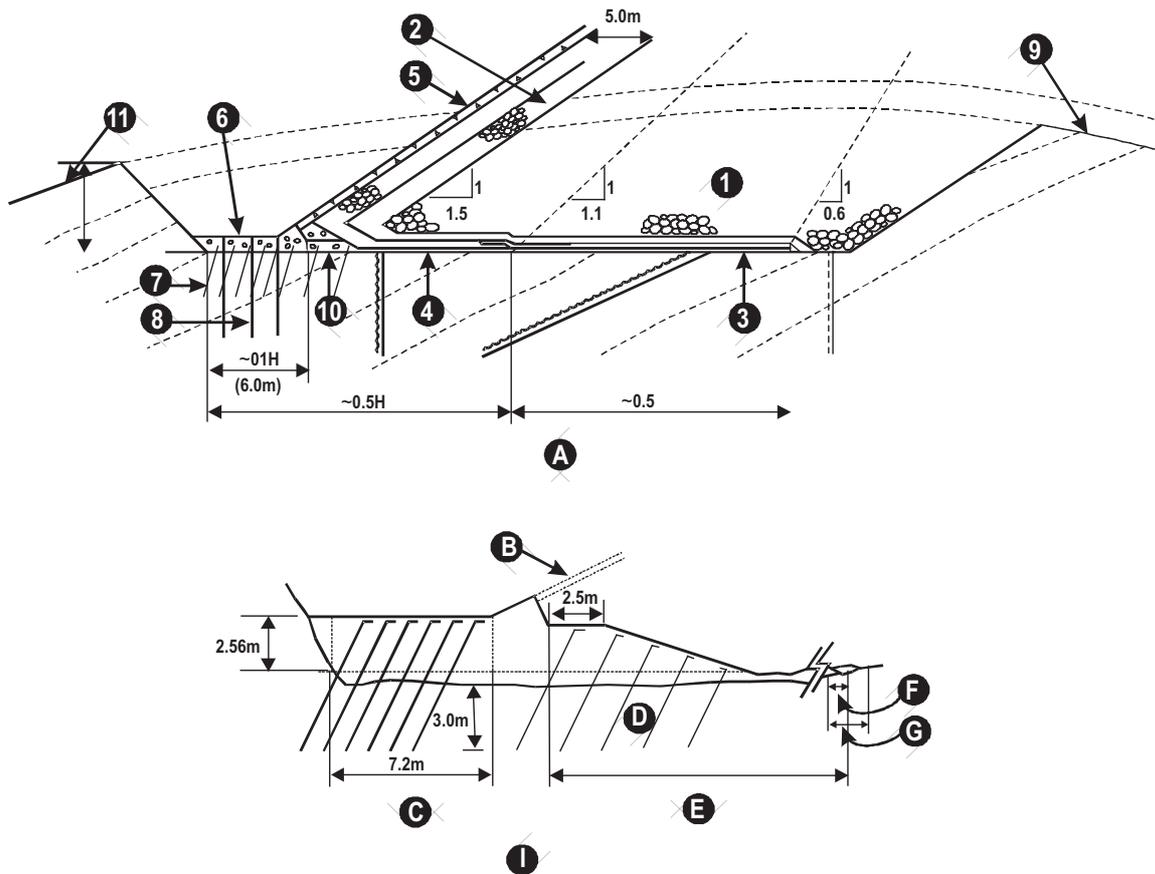


Fig. 16  
Winneke plinth details

A	Upstream toe detail	1	High plinth with buttress
B	Concrete face	2	Rockfill
C	Anchor bars at 1 m centers longitudinally	3	Transition
D	Foundation concrete 0.15 m thick, 32-25 m wide	4	Filters
E	Anchor bars at 2 m centers each way within thickened section	5	Foundation concrete
F	Overlap 2 m minimum	6	Concrete face
G	Fine filter 42 m – 30 m	7	Plinth
H	Hydraulic head at foundation level	8	Anchor bars
I	High plinth with buttress	9	Grout curtain
		10	Foundation
		11	Original ground surface

### *Barrage de Mohale, Lesotho, 2001*

Sur le site du barrage de Mohale, deux couches minces érodables traversent l'appui latéral de droite ; l'une d'elles se trouve à peu près à mi-hauteur et l'autre vers le haut de l'appui. Il n'est pas impossible que ces couches minces se détachent à la suite de la mise en eau du réservoir. Le traitement de la couche mince à mi-hauteur comporte plusieurs mesures préventives :

- Un tapis imperméable en amont est placé dans une tranchée creusée le long de la lentille.
- Une surexcavation de la couche mince au niveau de la plinthe et la construction d'un « socle » sous la plinthe, d'une longueur de 50 m et d'une largeur de 18 m.
- Une injection de coulis à travers la couche mince, de l'amont à l'aval du socle sur sept rangées, avec 16 trous par rangée pour ainsi la « brocher » et
- Une protection constituée d'un filtre fin et d'une zone de transition par-dessus la couche mince sous l'ensemble du corps du barrage.

En outre, une galerie a été creusée parallèlement à la couche mince se trouvant à mi-hauteur dans l'appui latéral de droite en aval, afin de fournir des points d'observation et pour faciliter l'accès si des traitements correctifs s'avéraient nécessaires.

### *Barrages de Puclaro, 2000, et de Santa Juana, 1995, au Chili*

D'une hauteur de 80 m, le barrage de Puclaro, dans le nord du Chili, est construit sur des alluvions d'une profondeur maximale de 113 m. La conception des traitements est fondée sur plusieurs considérations :

- Les études menées sur le site révèlent que les alluvions présentent une faible compressibilité et qu'ils sont stables lorsqu'ils sont soumis à des charges sismiques ; ainsi, aucune déformation substantielle n'est prévue lors de la mise en eau du réservoir.
- La construction d'une paroi moulée, pénétrant dans les alluvions jusqu'à une profondeur maximale de 60 m, permettra de réduire la percolation jusqu'à un maximum d'environ 250 l/s.
- Une structure flexible peut être conçue et construite pour fixer la paroi moulée à la plinthe, et ainsi faire en sorte que toute déformation se produisant dans les alluvions puisse être tolérée sans encombre. Les détails de la conception de ce raccordement sont présentés à la Fig. 17.

Le joint périmétral contient à sa base une lame d'étanchéité de cuivre ; un remplissage de mastic surmonté d'une membrane de type Hypalon recouvre le dessus du joint. De plus, un sol fin non cohérent recouvre le joint périmétral, la paroi moulée et les dalles de béton du raccordement.

Le barrage de Santa Juana, d'une hauteur de 113 m, est construit sur des alluvions d'une profondeur maximale de 30 m. La conception de la plinthe de la vallée est similaire à celle de Puclaro, à la différence qu'une seule dalle relie la paroi moulée à

*Mohale Dam, Lesotho, 2001*

At Mohale, two erodible seams cross the right abutment, one at about mid-height, the other toward the top of the abutment. It is conceivable that the seams could open as a result of reservoir loading. Treatment of the mid-height seam consists of multiple defenses:

- An upstream impervious blanket placed in a trench excavated along the seam,
- Over-excavation of the seam at the plinth and construction of a “socle” below the plinth, 50 m long and 18 m wide,
- “Stitch” grouting across the seam from the upstream edge to the downstream edge of the socle in seven rows, 16 holes per row, and
- Fine filter and transition protection over the seam beneath the entire body of the dam.

In addition, an adit was driven from the downstream right abutment parallel to the mid-height seam to provide locations for observation and for access should remedial treatment become necessary.

*Puclaro Dam, 2000, and Santa Juana Dam, 1995, Chile*

The 80-m high Puclaro Dam in northern Chile is founded on alluvium, 113 m maximum depth. The design is based on several considerations:

- Site investigations indicated that the alluvium is of low compressibility and stable under seismic loadings, so that no substantial deformation will occur when the reservoir is filled,
- A diaphragm wall, penetrating the alluvium to a maximum depth of 60 m, will restrict seepage to a maximum of about 250 l/s, and
- A flexible structure can be designed and constructed to connect the diaphragm wall to the plinth so that any deformations experienced within the alluvium can be absorbed without distress. A detail of the conceptual design of this connection is shown on Fig. 17.

The perimeter joint contains a bottom copper waterstop; a mastic filler with a Hypalon membrane covers the top of the joint. In addition, a non-cohesive fine soil covers the perimeter joint, the diaphragm wall and the concrete connector slabs.

The 113-m high Santa Juana Dam is founded on alluvium up to 30 m deep. The design of the valley plinth is similar to the Puclaro design except that only one slab connects the diaphragm wall with the plinth instead of two as was selected for Puclaro.

la plinthe, plutôt que les deux de Puclaro. Le barrage a été mis en eau en 1997 et son comportement s'est avéré excellent à venir jusqu'à ce jour, avec une percolation totale inférieure à 50 l/s.

Les deux ouvrages ont été réalisés dans des zones présentant une forte activité sismique. On estime que le séisme maximal possible présente une récurrence d'environ 500 ans et qu'il pourrait provoquer une accélération maximale au roc de 0,54 g dans le cas du barrage de Puclaro et de 0,56 g pour le barrage de Santa Juana.

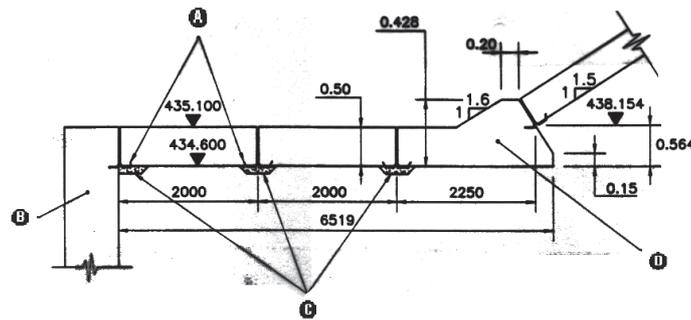


Fig. 17

Plinthe de la vallée articulée sur le parafouille vertical, barrage de Puclaro

- |   |                             |
|---|-----------------------------|
| A | Lame d'étanchéité de cuivre |
| B | Parafouille vertical        |
| C | Coussin de mortier          |
| D | Plinthe de la vallée        |

Les études de cas qui précèdent présentent diverses mesures pouvant être adoptées dans la conception du traitement de fondations de diverses natures afin d'atteindre les objectifs fondamentaux énoncés précédemment. Ces mesures :

- Prolongent le chemin de percolation, dans le but de réduire le gradient hydraulique et d'écartier le risque d'érosion ou de formation de renards dans les fondations.
- Maîtrisent, éliminent et/ou réduisent le débit de la percolation se produisant dans les fondations et
- Prévoient la mise en place de filtres pour évacuer la percolation sous le corps du barrage, évitant ainsi la migration de fines dans l'enrochement.

#### *Pichi-Picun-Leufu, 1999, Argentine*

Le barrage de Pichi-Picun-Leufu est situé dans la région de la Patagonie, dans le sud de l'Argentine. Ce barrage d'une hauteur de 40 m présente un comportement exceptionnel depuis sa mise en eau, avec un débit de percolation mesuré d'environ 13,5 l/s. Compte tenu de la présence d'argiles très dispersives sur le site, le barrage de gravier compacté avec noyau d'argile prévu à l'origine a été remplacé par un barrage en gravier compacté avec masque en béton.

The reservoir was filled in 1997 and its performance to date has been excellent, with total seepage lower than 50 l/s.

Both projects were constructed in areas of high seismicity. The maximum possible earthquake is estimated to have a return period on the order of 500 years and to produce a peak bedrock acceleration of 0.54 g for Puclaro Dam and 0.56 g for Santa Juana Dam.

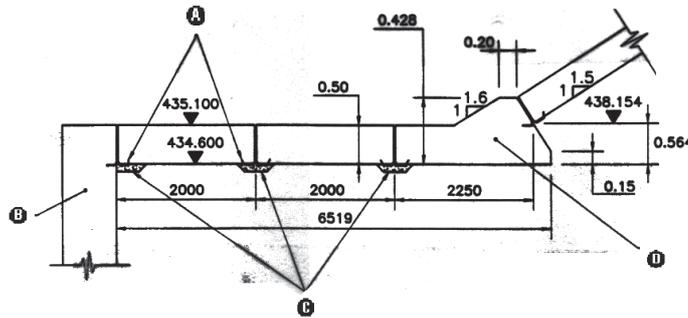


Fig. 17  
Valley Plinth, Hinged to the Vertical Cut-off Wall, Puclaro Dam

- A Copper Water Stop
- B Vertical Cut-off Wall
- C Mortar pad
- D Valley Plinth

The above case histories present a variety of design measures that are available to treat widely differing foundations to meet the fundamental objectives listed above. These measures:

- Increase the seepage path length to reduce the hydraulic gradient and to eliminate the possibility of erosion or piping in the foundation.
- Control, cut off and/or reduce the rate of seepage through the foundation, and
- Provide filtered exits for seepage beneath the body of the dam to prevent any conceivable migration of fines into the rockfill.

*Pichi-Picun-Leufu, 1999, Argentina*

Pichi-Picun-Leufu dam is located in the region of Patagonia, in southern Argentina. This 40 m high dam has performed extremely well since completion, with measured leakage of about 13.5 l/s. Because of the highly dispersive local clays, the original design, compacted gravel with a clay core, was changed to compacted gravel with concrete face.

Le barrage est construit sur une couche profonde de sédiments alluvionnaires, composée principalement de gravier sablonneux avec des couches minces sporadiques de sable et de limon. Le gravier a été excavé sur presque toute la largeur de la plinthe, plus 9 m à l'aval, et remplacé par un matériau bien compacté. Cette méthode a permis le traitement des fondations, le remblayage et la mise en place des remblais avant la réalisation de la plinthe. Des sables alluvionnaires et des boues ont été enlevés de sous le corps du barrage afin d'éviter une potentielle perte de résistance pendant un séisme ou à la suite d'un tel phénomène. Les sédiments laissés sur place sont denses et présentent une faible compressibilité. Les déformations mesurées ont été faibles en raison de la présence de gravier peu compressible dans le barrage et dans les fondations.

De manière générale, l'excavation pour la plinthe a été prolongée jusqu'aux fondations de roc en utilisant un bloc de béton de diverses épaisseurs. Dans le paléochenal où l'altération de la roche s'est avérée plus intense, un bloc de béton ancré d'une hauteur de 6 m a été construit sous la plinthe et appuyé sur le roc compétent.

### *El Pescador*

Étant donné les conditions du rocher, qui présentait des micro-fractures, une injection de coulis à basse pression a été réalisée sur l'ensemble des fondations de la plinthe. La largeur habituelle de 4 m de la plinthe a été augmentée à 8 m dans l'appui de droite, en raison de la présence de roc complètement altéré et fissuré. Le barrage présente un bon comportement, le réservoir est presque à pleine capacité et le débit de percolation est inférieur à 3 l/s.

### *Khao Laem, Thaïlande, 1985*

Cet aménagement à buts multiples dans la partie centrale de l'ouest de la Thaïlande a été construit sur des fondations dont les conditions au niveau de la plinthe et sous le corps du barrage étaient extrêmement difficiles (Watakeekul et Coles, 1985). Du côté de l'appui latéral de gauche et de la vallée, le barrage est construit sur des filons intrastratifiés de schiste, de grès, de siltstone calcaireux ou non, présentant des veines locales de calcaire. La présence de failles dans le terrain est très marquée. Des cavités partiellement remplies pouvant atteindre plusieurs mètres ont été trouvées, et bon nombre d'entre elles se trouvaient à proximité d'éléments géologiques particuliers, comme des failles.

L'appui de droite est construit sur un calcaire karstique qui pénètre à plusieurs centaines de mètres dans l'appui. On a trouvé d'importantes cavités de dissolution et des cavernes pouvant atteindre plusieurs mètres, partiellement ou complètement bouchées par de l'argile et du sable. D'autres cavités étaient vides, et leurs parois couvertes de calcite cristalline. Des caractéristiques géologiques liées à la dissolution ont été trouvées à une profondeur de 200 m sous la base du barrage.

Le long de la plinthe, les excavations pour mettre à jour une surface de fondation adaptée aux traitements par parafouilles ont atteint des profondeurs variant de 15 à 60 m. Le traitement des fondations comprenait les éléments suivants :

- Réalisation de tranchées et leur remplissage de béton dans l'appui de gauche ;

The dam is founded on thick alluvial deposits, mainly consisting of sandy gravel with sporadic seams of sand and silt. In almost all of the plinth extensions, the gravel was removed 9 m. downstream of the plinth and substituted with well-compacted material. This allowed construction of the dam in advance of the plinth and foundation treatment and backfill over the exposed rock downstream of the plinth. Loose alluvial sands and silts were removed from below the body of the dam to avoid the potential for strength loss during or subsequent to an earthquake. The deposits, left in place, are dense and exhibit low compressibility. Measured deformations were small, because of the low compressible gravel in the dam and foundation.

In general, excavation for the plinth was extended to a rock foundation using a concrete block of varying thickness. In the paleo-channel where the weathering of the rock was more intensive, an anchored concrete block 6 m. high was constructed under the plinth to be supported on sound rock.

### *El Pescador*

Consolidation grouting under low pressure was performed throughout the entire plinth foundation, considering the micro-fractured rock conditions. The typical 4-meter plinth extension, was increased to 8 m in the right abutment because of the presence of completely weathered and fractured rock. The dam has performed well, the reservoir is almost full and the leakage is below 3 l/s.

### *Khao Laem, Thailand, 1985*

This multipurpose project in central west Thailand faced extremely difficult foundation conditions at the alignment of the plinth and under the body of the dam (Watakeekul and Coles, 1985). The left abutment and valley section of the dam is founded on interbedded shale, sandstone, siltstone both calcareous and non-calcareous, locally interbedded with limestone. The strata have undergone severe faulting. Partially infilled cavities up to several meters across were encountered, many found along specific geologic features, such as faults.

The right abutment is founded on a karstic limestone that extended hundreds of meters into the abutment. Extensive solution cavities and caverns were present up to several meters across that were partly or completely plugged with clay and sand infill. Other cavities were empty with the cavity walls coated with crystalline calcite. Solution features were found to depths of 200 m below the base of the dam.

Along the plinth alignment, excavation to depths of 15 to 60 m was performed to a foundation surface from which cutoff treatment could be carried out. Foundation treatment included the following:

- Open excavated and backfilled trenches on the left abutment,

- Réalisation d'une paroi moulée de béton, dont la superficie totale est de 15 500 m<sup>2</sup>.
- Création d'un rideau d'étanchéité profond, jusqu'à 180 m et
- Nettoyage à l'air et à l'eau sous haute pression pour retirer les matériaux infiltrés avant l'injection de coulis.

Une galerie d'inspection permanente a été ajoutée sur le dessus de la plinthe afin de surveiller l'efficacité du parafouille et de permettre l'accès si des traitements correctifs étaient requis.

Les mesures suivantes ont été mises en œuvre pour traiter l'appui de droite :

- Une paroi moulée en béton pour fournir un écran d'étanchéité.
- Des galeries d'injection, distantes de 14 m verticalement et creusées dans l'appui sur 2,0 à 3,5 km de longueur.
- Un écran de pieux dans les zones plus karstiques sous la galerie plus en profondeur, là où il n'était pas possible de réaliser des puits ouverts et des tranchées en raison de la difficulté que présentait l'assèchement.
- Des trous d'un diamètre de 165 mm, percés dans les zones moins karstiques à 330 mm centre à centre et remplis de béton coulé sous l'eau et
- Création d'un rideau d'étanchéité profond, atteignant à certains endroits jusqu'à 250 m, sous la galerie du bas.

Pour la fondation des recharges, l'excavation du mort-terrain dans le premier quart amont de la largeur de la base a été réalisée environ jusqu'au rocher (Cooke, 2001). Dans le reste de la fondation des recharges, le grès altéré décalcifié et les blocs de calcaire flottant dans une matrice d'argile ont été laissés sur place.

Malgré un traitement considérable des fondations, de nombreux épisodes de fuites ont eu lieu depuis la mise en eau du réservoir en 1985. Ces incidents sont décrits dans le Chapitre 10, Comportement des barrages CFRD.

### **3.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS DU REMBLAI**

Les appuis en aval de la plinthe et en amont de l'axe du barrage doivent être libérés de tous les dépôts meubles pour mettre à jour les points les plus élevés du rocher in situ. Tout résidu de matériau meuble entre ces points n'aura pas d'effet négatif sur le tassement du remblai après la mise en place de l'enrochement. Le till très dense, essentiellement incompressible, qu'on trouve au Canada et dans d'autres pays nordiques, fait exception à cette règle.

Il est possible de laisser sur place les sédiments dans le lit de la rivière, sauf à une distance de la plinthe de 0,3 à 0,5 fois la charge hydraulique. Une analyse plus rigoureuse est requise lorsque les sédiments sont sujets à une perte de résistance si le séisme maximal de projet survenait. Si tel est le cas, une évaluation de la perte de résistance et une estimation de la réduction du coefficient de sécurité en découlant permettront d'évaluer quelle quantité de sédiments alluvionnaires devra être excavée.

- Concrete diaphragm wall, total area, 15 500 m<sup>2</sup>,
- Deep curtain grouting to a maximum depth of 180 m and
- High pressure air and water flushing to remove infill material before grouting.

A permanent inspection gallery was added on top of the plinth for monitoring the effectiveness of the cut off and to provide access for remedial treatment.

Right abutment treatment consisted of a combination of:

- A mined concrete diaphragm wall providing positive cut off.
- Grouting galleries, at a spacing of 14 m vertically, driven into the abutment 2.0 to 3.5 km.
- A pile diaphragm wall in zones of major karst below the lowest gallery where open shafts and trenches were not practical because of difficulty in dewatering.
- Holes, 165 mm diameter, drilled into minor karst on 330 mm centers and backfilled with tremie concrete and
- Deep curtain grouting, locally to a depth of 250 m below the lowest gallery.

For the shell foundation, overburden excavation in the upstream one quarter of the base width was approximately to rock (Cooke, 2001). Under the remainder of the shell foundation, the weathered decalcified sandstone and the limestone blocks floating in a clay matrix were left in place.

In spite of the extensive foundation treatment, several leakage incidents occurred since reservoir filling in 1985. These incidents are described in Chapter 10, Performance of CFRDs.

### **3.3. EMBANKMENT FOUNDATION TREATMENT**

The abutments downstream of the plinth and upstream of the dam axis should be stripped of all surface deposits to expose the high points of in situ rock. Any surface material remaining between rock points will not adversely affect embankment settlement after rockfill placement. An exception to this is the case of the hard firm, essentially incompressible till, found in Canada and other far north countries.

In the riverbed, deposits may be allowed to remain except within a distance equal to 0.3-0.5 the head from the plinth. A more rigorous analysis is required, if the deposits are subject to loss of strength during the maximum design earthquake. In this case, an evaluation of the strength loss and an estimate of the subsequent decrease in the factor of safety will provide insight concerning the amount of alluvial deposits that will require removal.

Les matériaux érodables des fondations laissés sur place peuvent devoir être protégés par un filtre empêchant que les fines ne soient transportées dans l'enrochement, particulièrement à une distance de la plinthe de 0,3 à 0,5 fois la charge hydraulique. Le matériau laissé sur place ne devrait pas être de faible densité au point de nécessiter un adoucissement localisé des pentes de l'enrochement pour garantir sa stabilité. Étant donné que le matériau en amont de l'axe du barrage laissé sur place sera soumis à une charge importante, son module doit être similaire au module prévu de l'enrochement pour éviter les mouvements excessifs du masque ou des concentrations de contraintes. Il est prudent d'enlever les surplombs amont et les surfaces verticales pour une distance de 0,5 H en aval de la plinthe, avec un minimum de 10 m. Les lignes directrices de 1991 de l'ANCOLD concernant les barrages CFRD suggèrent d'enlever les surplombs amont supérieurs à 2 m en prévoyant une pente d'environ 0,5 H : 1 V. Généralement, les exigences pour le traitement des fondations des barrages CFRD sont moins rigoureuses que dans le cas des barrages ECRD.

### **3.4. CONSOLIDATION ET RIDEAU D'INJECTION**

L'injection de coulis est réalisée dans la plinthe ancrée, celle-ci servant de cavalier d'injection, et à l'extérieur du corps de l'enrochement. Des normes rigoureuses doivent être respectées pour l'injection de coulis, compte tenu des gradients hydrauliques très élevés (de 18 ou plus) qui se présentent sous la plinthe.

La conception du rideau d'injection ne fait pas l'objet du présent Bulletin mais, de façon générale, son ampleur ne doit être déterminée qu'après avoir considéré la charge hydraulique, les caractéristiques de la géologie du site, les risques de fuites et de formation de renards et leurs conséquences. Habituellement, trois rangs de courts forages de consolidation sont utilisés, et les forages de la rangée du centre sont prolongés pour former le rideau d'étanchéité. L'injection de consolidation revêt une importance particulière pour les barrages CFRD, puisque le rocher directement sous la plinthe présente un chemin d'infiltration relativement court. Les forages sont orientés de façon à intercepter les principaux systèmes de diaclases révélés par l'établissement de la carte géologique. Au besoin, des trous additionnels sont forés et injectés pour intercepter des éléments géologiques particuliers observés durant les excavations des fondations de la plinthe. Si les fondations du roc sont fortement fissurées, il peut s'avérer nécessaire de construire trois rideaux d'étanchéité profonds, en plus de l'injection de consolidation.

La profondeur finale du rideau d'étanchéité est déterminée par les conditions géologiques spécifiques du site, mais elle correspond souvent à une fraction entre 1/2 et 2/3 de la charge hydraulique à l'endroit où le rideau est injecté. La pression d'injection varie généralement de 25 à 40 kPa par mètre de profondeur, mesurée au niveau de l'obturateur. Ces pressions représentent de 1,0 à 1,5 fois la pression des terres, calculée comme étant le poids unitaire de la roche multiplié par la profondeur jusqu'à l'obturateur.

Les forages d'injection sont normalement espacés au maximum de 3 m. Cette mesure permet une reconnaissance détaillée et un traitement adéquat des fondations ; elle garantit que l'ensemble des joints ouverts et des fissures à traiter sont mis à jour et pris en charge. La méthode de division de l'espacement est normalement utilisée afin

Erodible foundation material left in place may need to be protected with filter material in order to prevent the fines being washed into the rockfill, especially within 0.3-0.5 of the head from the plinth. The material left in place should not be so weak as to require local flattening of the embankment slopes to assure stability. For the material left in place upstream of the dam axis, which will be heavily loaded, it is required that its modulus be similar to the expected modulus of the rockfill, to avoid excessive face movements or uneven support. For a distance of 0.5 H with 10 m minimum downstream of the plinth, it is prudent to trim overhangs and vertical faces. The ANCOLD Guideline on CFRD, 1991, suggests trimming of overhangs higher than 2 m to a batter of about 0.5H:1V. In general, the requirements of embankment foundation treatment for the CFRD are less rigorous than for the ECRD.

### **3.4. CONSOLIDATION AND CURTAIN GROUTING**

Grouting is carried out through the dowelled plinth acting as a grout cap, and outside the embankment body. Rigorous grouting standards must be met because of the very high hydraulic gradients (18 or more) that develop across the plinth.

The design of the grout curtain is outside the scope of the Bulletin, but, in general, its extent should be decided only after consideration of the hydraulic head, the details of the site geology, the potential for leakage and piping and their consequence. Normally, three rows of short consolidation holes are used, and the central row is extended to form a grout curtain. For the CFRD the consolidation grouting is of special importance because of the relatively short seepage path through the rock directly under the plinth. The holes are oriented to intersect the major joint systems as revealed by the geologic mapping and, where necessary, additional holes are drilled and grouted to intersect particular features observed as excavation for the plinth foundation progresses. For highly fractured rock foundations, it may be necessary to construct three rows of deep curtain grouting, plus the consolidation grouting.

Final depth of the grout curtain is defined by the specific geological conditions encountered, but it is often specified to be within the range of 1/2 to 2/3 of the reservoir head at the location of the curtain. Grout pressure is normally 25 to 40 kPa per meter of depth, measured at the packer. These pressures are equal to 1.0 to 1.5 times the overburden pressure, calculated as the unit weight of rock times the vertical depth to packer setting.

The maximum spacing of consolidation and grout holes is normally set at about 3 m. This allows detail exploration and treatment of the foundation and provides assurance that all open joints and cracks that require treatment are discovered and adequately treated. The split-spacing method is normally used to locate additional

de localiser des forages supplémentaires. Le critère pour déterminer les forages supplémentaires varie en fonction des conditions du site ; dans le cas des barrages CFRD, il s'agit habituellement d'une absorption de coulis supérieure à 50 kg de béton par mètre linéaire d'injection (1/3 à 1/2 sac de ciment de 94 livres par pied linéaire). Pour certains ouvrages, une absorption de coulis inférieure, soit 35 kg/m, est utilisée dans les profondeurs critiques, plus en surface sous la plinthe, tandis qu'une absorption supérieure, 70 kg/m, est utilisée plus en profondeur, dans les fondations moins critiques.

On utilise présentement des coulis stables, c'est-à-dire des mélanges eau-ciment présentant un taux de sédimentation inférieur à 5 %. Pour respecter ce critère, les mélanges présentant un rapport entre le volume d'eau/volume de ciment supérieur à 2 : 1 (1,3 : 1 si le poids est considéré) ne devraient pas être utilisés. Pour réduire la sédimentation des particules de ciment, il convient d'utiliser de la bentonite, préhydratée plutôt que sèche ; elle devrait représenter une proportion entre 1 % et 2 % du poids du ciment. On peut également utiliser des superplastifiants pour limiter la sédimentation.

Des organismes ont récemment exigé, pour la construction de certains barrages, qu'aucun remblai ne soit en place à quelques mètres de tous les travaux d'injection. Cette contrainte est considérée superflue par de nombreux concepteurs, car les fuites de coulis dans le remblai n'ont aucune conséquence fâcheuse. Les fuites non détectées en surface peuvent provoquer des pertes en coulis, mais il est possible d'obtenir un rideau d'injection satisfaisant si les critères d'injection ne sont pas influencés par ces fuites. En revanche, cette contrainte a un effet fâcheux sur le programme de construction et a pour conséquence que la zone 2 est mise en place contre une zone 3 dont le matériau présente une plus grande ségrégation.

### 3.5. RÉFÉRENCES

- ANGUITA, P., ALVAREZ, L. and VIDAL, L., "Two Chilean CFRDs Designed on Riverbed Alluviums", *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams-Especially CFRD*, Li Eding, (China) Chairman, Beijing, China, October 26-29, 1993, pp 83-95.
- CASINADER, R. J. and STAPLEDON, D. H., "The Effect of Geology on the Treatment of the Dam - Foundation Interface of Sugarloaf Dam," *Proceedings, 13th ICOLD Congress on Large Dams*, Vol. 1, Q. 48-R. 32, 1979, pp. 591-619.
- CASINADER, R. J. and WATT, R. E., "Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project," *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J. B Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 140-162.
- CARTER, T.G, AMAYA F., JEFFERIES ,M.G., and ELDRIDGE , T.L., "Curtain Grouting For the Antamina Dam, Peru-Part 1-Design and Performance", *Grouting and Ground Treatment. Proceedings of the Third International Conference*, ASCE, Vol. 2. No. 120, February, 2003, pp. 917-928.
- CASTRO, J., LI LIU X., MACEDO G., Caracoles dam – Analysis of the behavior of the combined plinth – cutoff wall", *Proceedings, Second Symposium on Concrete*

holes. The criteria to provide additional split-spaced holes varies according to the site conditions but for the CFRD is commonly a grout take larger than 50 kg of cement per linear meter (1/3 to 1/2 of a 94-pound sack of cement per linear foot) of grout hole. At some projects, a lower grout take, 35 kg/m, is used at the critical shallow depths below the plinth, and a higher grout take, 70 kg/m, at the deeper, less critical foundation depths.

Stable mixes, that is, a water-cement mix with less than 5% sedimentation, are presently used. To achieve this requirement, mixes with a w:c ratio by volume larger than 2:1 (1.3:1 by weight) should not be used. Pre-hydrated bentonite rather than dry bentonite, in quantities between 1% to 2% of the cement weight, should be used to reduce sedimentation of the cement grains. Alternatively, super-plasticizers that limit sedimentation may be used.

Some specifications have recently required on several dams that no embankment shall be in place within several meters of any grouting operation. This limitation is believed to be unnecessary by many designers since any grout leak into the embankment will do no harm. Unseen surface leaks may cause some waste of grout, but a satisfactory grout curtain is obtained inasmuch as the grouting criteria are not changed as a result of surface grout leaks. On the contrary, this limitation adversely affects the construction schedule and the final result is the placing of Zone 2 against a more segregated Zone 3 material, at the interface of the zones.

### 3.5. REFERENCES

- ANGUITA, P., ALVAREZ, L. and VIDAL, L., "Two Chilean CFRDs Designed on Riverbed Alluviums", *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams-Especially CFRD*, Li Eding, (China) Chairman, Beijing, China, October 26-29, 1993, pp 83-95.
- CASINADER, R. J. and STAPLEDON, D. H., "The Effect of Geology on the Treatment of the Dam - Foundation Interface of Sugarloaf Dam," *Proceedings, 13th ICOLD Congress on Large Dams*, Vol. 1, Q. 48-R. 32, 1979, pp. 591-619.
- CASINADER, R. J. and WATT, R. E., "Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project," *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction, and Performance*, J. B Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 140-162.
- CARTER, T.G, AMAYA F., JEFFERIES ,M.G., and ELDRIDGE , T.L., "Curtain Grouting For the Antamina Dam, Peru-Part 1-Design and Performance", *Grouting and Ground Treatment. Proceedings of the Third International Conference*, ASCE, Vol. 2. No. 120. February, 2003, pp. 917-928.
- CASTRO, J., LI LIU X., MACEDO G., Caracoles dam – Analysis of the behavior of the combined plinth – cutoff wall", *Proceedings, Second Symposium on Concrete*

- Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- COOKE, J. B., “Progress in Rockfill Dams,” *The Eighteenth Terzaghi Lecture presented at the American Society of Civil Engineers*, 1982 Annual Convention, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 10, October, 1984, pp. 1381-1414.
- COOKE, J. B., “Memo No. 178, Khao Laem Dam Performance, 1984-2000”, June 2001.
- DEERE, D. U., “Cement Bentonite Grouting for Dams,” *Grouting in Geotechnical Engineering*, Wallace Hayward Baker, Editor, ASCE, New York, NY, 1982, pp. 279-300.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., AND REGALADO, G., “Construction and Performance of Salvajina Dam,” *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 286-315.
- HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., “Salvajina: A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation,” *Water Power and Dam Construction*, Vol. 38, No. 6, June, 1986, pp. 18-24.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- LOMBARDI, G. and DEERE, D. U., “Grouting Design and Control using the GIN Principle”, *Water Power and Dam Construction*, Vol. 45, June, 1993, pp. 15-22.
- MARQUES Filho, P. L., MACHADO, B.P., CALCINA, A. M., MATERÓN, B., PIERINI A., “Pichi-Picun-Leifu a CFRD of Compacted Gravel”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- NOGUERA, G. and VIDAL, L., “Design and Construction of Chile’s Puclaro Dam”, *International Water Power & Dam Construction*, September, 1999, pp. 16-19.
- RITCHIE, D.G, GARCÍA. J.P, AMAYA, F., and JEFFERIES, M.G., “Curtain Grouting For the Antamina Dam, Peru—Part 2-Implementation and Field Modifications”, *Grouting and Ground Treatment. Proceedings of the Third International Conference*, ASCE, Vol. 2. No. 120. February, 2003, pp. 929-940.
- SHERARD, J. L., discussion of “Design Features of Salvajina Dam,” by J. M. Sierra, J. E. Hacelas and C. A. Ramirez, *Concrete Face Rockfill Dam – Design, Construction and Performance*, ASCE, October, 1985, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1176-1179.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A., and HACELAS, J. E., “Design Features of Salvajina Dam,” *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 266-285.
- WATAKEEKUL, S. and COLES, A. J., “Cutoff Treatment Method in Karstic Limestone-Khao Laem Dam”, *Proceedings, 15th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 58, R. 2, Luasanne, 1985, pp. 17-38.

- Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- COOKE, J. B., "Progress in Rockfill Dams," *The Eighteenth Terzaghi Lecture presented at the American Society of Civil Engineers, 1982 Annual Convention, Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 10, October, 1984, pp. 1381-1414.
- COOKE, J. B., "Memo No. 178, Khao Laem Dam Performance, 1984-2000", June 2001.
- DEERE, D. U., "Cement Bentonite Grouting for Dams," *Grouting in Geotechnical Engineering*, Wallace Hayward Baker, Editor, ASCE, New York, NY, 1982, pp. 279-300.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., and REGALADO, G., "Construction and Performance of Salvajina Dam," *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 286-315.
- HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., "Salvajina: A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation," *Water Power and Dam Construction*, Vol. 38, No. 6, June, 1986, pp. 18-24.
- ICOLD, "Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- LOMBARDI, G. and DEERE, D. U., "Grouting Design and Control using the GIN Principle", *Water Power and Dam Construction*, Vol. 45, June, 1993, pp. 15-22.
- MARQUES FILHO, P. L., MACHADO, B.P., CALCINA, A. M., MATERÓN, B., PIERINI A., "Pichi-Picun-Leifu a CFRD of Compacted Gravel", *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- NOGUERA, G. and VIDAL, L., "Design and Construction of Chile's Puclaro Dam", *International Water Power & Dam Construction*, September, 1999, pp. 16-19.
- RITCHIE, D.G, GARCÍA. J.P, AMAYA, F., and JEFFERIES, M.G., "Curtain Grouting For the Antamina Dam, Peru-Part 2-Implementation and Field Modifications", *Grouting and Ground Treatment. Proceedings of the Third International Conference*, ASCE, Vol. 2. No. 120. February, 2003, pp. 929-940.
- SHERARD, J. L., discussion of "Design Features of Salvajina Dam," by J. M. Sierra, J. E. Hacelas and C. A. Ramirez, *Concrete Face Rockfill Dam - Design, Construction and Performance*, ASCE, October, 1985, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1176-1179.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A., and HACELAS, J. E., "Design Features of Salvajina Dam," *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 266-285.
- WATAKEEKUL, S. and COLES, A. J., "Cutoff Treatment Method in Karstic Limestone-Khao Laem Dam", *Proceedings, 15th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 58, R. 2, Luasanne, 1985, pp. 17-38.

---

## 4. PLINTHE

---

La plinthe, ou socle de pied, relie les fondations à la dalle du masque. La conception de la plinthe, ses dimensions, sa stabilité, sa construction, de même que le traitement des fondations sont des aspects qui revêtent une importance capitale. Les dimensions de la plinthe sont sélectionnées à la lumière des expériences antérieures et elles varient généralement en fonction de la hauteur du réservoir et des conditions des fondations. Les excavations réalisées sous la plinthe, comme celles remédiant à de mauvaises conditions des fondations ou encore permettant d'accéder au barrage pendant sa construction, ont souvent pour résultat la présence substantielle de béton de remodelage sous la plinthe. Le potentiel de renversement et de glissement de la plinthe et du béton de remodelage doit être considéré ensemble, pour toute la structure intégrée.

### 4.1. DIMENSIONS DE LA PLINTHE

En présence d'un rocher compétent, injectable et non érodable, la largeur de la plinthe varie de 3 à 10 m ou plus, de manière à ce que le gradient hydraulique au travers les fondations sous la semelle de la plinthe soit de l'ordre de 15 à 20. Un gradient hydraulique de 40 a été adopté dans certains cas. La largeur de la plinthe varie en gradins plutôt que progressivement, principalement pour simplifier sa construction. En présence d'un rocher présentant des altérations modérées ou légères, la plinthe est élargie pour obtenir un gradient hydraulique maximal de 10. La largeur minimale est généralement fixée à 3 m, bien que dans le cas du barrage de Macagua (Prusza *et al.*), on a opté pour une plinthe d'une largeur de seulement 2 m, étant donné que l'ouvrage n'est pas très élevé (22 m) et est construit sur des fondations constituées de granite massif et solide.

Habituellement, l'épaisseur de la plinthe est au minimum d'environ 0,3 à 0,4 m ; elle varie en fonction de la hauteur d'eau, H, selon la formule suivante :

$$\text{Épaisseur de la semelle, } T, \text{ en m} = 0,3 + 0,003 H$$

Pour en simplifier la construction, une épaisseur constante est souvent utilisée.

#### 4.1.1. Dimensions en présence de mauvaises conditions du rocher (voir aussi le Chapitre 3, Traitement des fondations)

Les conditions du rocher des fondations et la présence de caractéristiques géologiques érodables dans les fondations doivent faire l'objet d'une attention particulière. Parmi les méthodes de traitement couramment utilisées, on trouve la mise en place d'éléments d'étanchéité additionnels en amont de la plinthe et la mise en place d'un matériau filtrant sur l'élément érodable en aval de la plinthe. Dans de nombreux projets, on a utilisé du béton projeté ou encore du béton avec un matériau filtrant afin de traiter certains éléments géologiques particuliers ou en guise de traitement général pour des fondations érodables.

---

## 4. PLINTH

---

The plinth or toe slab connects the foundation with the face slab. The plinth design, dimensions, stability, construction and foundation treatment are most important. Dimensions of the plinth have been selected based on precedent and generally vary with reservoir head and with foundation conditions. Excavation below the plinth as might be caused by poor foundation conditions or the requirements for access to the dam during construction often result in substantial quantities of backfill concrete below the plinth. The resulting plinth and backfill concrete must be evaluated as an integrated structure for overturning and sliding stability.

### 4.1. DIMENSIONS OF THE PLINTH

For competent, groutable, non-erodible rock, plinth widths have varied from 3 to 10 m or more, such that the hydraulic gradient through the foundation below the slab is on the order of 15 to 20. Occasionally, a hydraulic gradient through the foundation as high as 40 was adopted. The width is changed in several steps and is not tapered, mainly for construction convenience. For moderately to slightly weathered rock, the width of plinth has been increased, such that a maximum hydraulic gradient of 10 is achieved. The minimum width has been usually set at 3 m, although in Macagua dam (Prusza, et al) it was decided to limit the width of the plinth to 2 m only, because of the low height (22 m) and the massive and strong nature of the foundation granite.

The minimum design thickness of the plinth is usually on the order of 0.3 to 0.4 m with thickness varying with reservoir head, H, in accordance with the following:

$$\text{Slab Thickness, T, in m} = 0.3 + 0.003 H$$

For construction convenience, a constant thickness is often specified.

#### 4.1.1. Dimensions for Poor Rock Conditions (see also Chapter 3, Foundation Treatment)

The foundation rock conditions and specific erodible features within the foundation must be given special attention. Additional sealing upstream of the plinth and placement of a filter cover over the erodible feature downstream of the plinth are common treatment methods. Shotcrete or concrete with a filter cover has been used at several projects to treat specific features or to provide general treatment of an erodible foundation.

En plus d'augmenter le traitement de béton sous la plinthe du barrage de Mohale au Lesotho, on a scellé une importante zone de cisaillement potentiellement érodable en amont et on a prévu un matériau filtrant en aval sous l'enrochement. Le « socle » de béton par-dessus la zone de cisaillement a augmenté la largeur effective de la plinthe à une dimension d'environ 50 m, ce qui a ramené du même coup le gradient hydraulique à 1,5.

Le barrage de Reece, d'une hauteur de 110 m et construit sur la Pieman River en Tasmanie, s'appuie sur un complexe système précambrien plissé et faillé de schistes, de phyllites et de quartzites laminées (Li, 1991). Ces roches sont altérées jusqu'à une profondeur de 30 à 50 m. L'appui latéral de gauche présente des relaxations marquées liées aux foliations. Les joints et les surfaces de failles présentent des ouvertures pouvant atteindre 150 mm remplies tant d'argiles limoneuses que de limon argileux potentiellement érodables. La solution adoptée pour le barrage de Reece comprend :

- Une augmentation de la largeur de la plinthe permettant de ramener le gradient hydraulique à environ 10 dans les fondations sous la plinthe, et
- La construction d'un tapis de béton projeté, d'une épaisseur de 150 mm, avec une armature dont les fils mesurent 8 mm et présentant des mailles de 100 mm, sur une distance en aval de la plinthe correspondant à environ la moitié de la charge hydraulique. Une lame d'étanchéité de cuivre en forme de « z » relie le tapis de béton projeté à la plinthe. Grâce à ce traitement, le chemin d'écoulement est prolongé dans les fondations et la largeur effective de la plinthe est augmentée.

Les critères pour déterminer le gradient hydraulique maximal acceptable par rapport aux conditions des fondations du barrage de Salvajina (CIGB, Hacelas), où les fondations se sont avérées très hétérogènes, sont résumés dans le Tableau 3. Ce tableau présente également la largeur effective de la plinthe, telle qu'elle a été construite, ainsi que les gradients hydrauliques correspondant.

Tableau 3  
Conditions des fondations et largeur de la plinthe - barrage de Salvajina

Conditions des fondations	Gradient hydraulique maximal acceptable	Gradient hydraulique correspondant	Largeur de la plinthe construite, m
Rocher dur propice à l'injection	18	-	4 à 8
Rocher compétent	18	17,5	6 à 8
Roche fortement fracturée	9	6,2	15 à 23
Roche fortement altérée - sédimentaire	6	3,1	15 à 18
Roche fortement altérée - sol résiduel issu de l'altération de diorite	6	1,3	13 à 14

Sealing a prominent potentially-erodible shear zone upstream and providing a filter cover downstream below the rockfill of the dam were adopted at Mohale Dam in Lesotho in addition to increasing the concrete treatment below the plinth. The concrete “socle” over the shear zone increased the effective width of the plinth to about 50 m, thus reducing the hydraulic gradient to about 1.5.

The 110-m high Reece Dam on the Pieman River in Tasmania is founded on a complexly folded and faulted Precambrian sequence of schist, phyllite and laminated quartzite (Li, 1991). These rocks are weathered to depths of 30 to 50 m. The left abutment presented pronounced relaxation with the foliation. Joint and fault planes were open up to 150 mm and infilled with potentially erodible silty clay and clayey silt. The solution adopted at Reece Dam included :

- Increasing the plinth width to reduce the hydraulic gradient to about 10 within the foundation beneath the plinth, and
- Constructing a shotcrete blanket, 150 mm thick, reinforced with 8 mm wires on a 100 mm grid, for a distance downstream from the plinth equal to about one-half the reservoir head. A “Z” profile copper waterstop connects the shotcrete blanket with the plinth. This treatment forces a long seepage path through the foundation and increases the effective width of the plinth.

The criteria for maximum acceptable hydraulic gradient verses foundation conditions for Salvajina dam (ICOLD, Hacas), where the foundation was quite variable, are summarized in Table 3. Also presented are the actual constructed widths of plinth and the as-constructed hydraulic gradients.

Table 3  
Foundation Conditions and Width of Plinth-Salvajina Dam

Foundation Conditions	Maximum Acceptable Hydraulic Gradient	As Constructed Hydraulic Gradient	Constructed Width of Plinth, meters
Hard groutable rock	18	—	4 to 8
Competent rock	18	17.5	6 to 8
Intensely fractured rock	9	6.2	15 to 23
Intensely weathered rock-sedimentary	6	3.1	15 to 18
Intensely weathered rock-residual soil from weathering of diorite	6	1.3	13 to 14

Le Tableau 4 présente les critères utilisés pour déterminer la largeur de la plinthe, tel que mis au point par Sierra (1989) et repris par Machado *et al.* (1993). Les conditions des fondations se divisent en quatre catégories, du rocher fortement compétent à un sol résiduel complètement décomposé. La largeur de la plinthe varie de 1/18 fois la charge hydraulique au-dessus de la plinthe jusqu'à 1/3 fois cette charge pour les pires conditions des fondations.

Tableau 4  
Critères des fondations pour la sélection de la largeur de la plinthe

A	B	C	D	E	F	G	H
I	Non érodable	1/18	> 70	I à II	1 à 2	< 1	1
II	Légèrement érodable	1/12	50 à 70	II à III	2 à 3	1 à 2	2
III	Érodable	1/6	30 à 50	III à IV	3 à 5	2 à 4	3
IV	Fortement érodable	1/3	0 à 30	IV à VI	5 à 6	> 4	4

où :

A = type de fondation

B = catégorie de fondation

C = rapport minimal : largeur de la plinthe/charge hydraulique maximale

D = qualité du rocher, RQD, en %

E = niveau d'altération : I correspond à une roche compétente ; VI correspond à un sol résiduel

F = niveau de consistance : 1 correspond à une roche très dure; 6 correspond à une roche friable

G = discontinuités d'altération macroscopiques au 10 m

H = catégories d'excavation :

1 = exige un dynamitage

2 = exige des défonceuses lourdes; un peu de dynamitage

3 = peut être excavé à l'aide de défonceuses légères

4 = peut être excavé à l'aide d'une lame de buteur

#### 4.1.2. Autres concepts pour définir la largeur de conception

Si, pour traiter certaines conditions particulières des fondations, on se limite à augmenter la largeur de la plinthe, d'importantes excavations supplémentaires devront être réalisées. Une analyse géométrique simple permet de démontrer rapidement qu'en doublant la largeur de la plinthe, on augmente la hauteur et le volume des excavations par un coefficient de deux ou plus. L'augmentation de la hauteur de l'excavation peut amener à adopter des pentes plus douces pour assurer la stabilité, ce qui augmentera encore plus la hauteur et le volume des excavations.

Une plinthe ancrée d'une largeur constante, correspondant à un gradient hydraulique de 15 à 20, a été réalisée pour le barrage de Babagon en Malaisie. Il a été possible d'augmenter la largeur effective de la plinthe et de ramener le gradient hydraulique à une valeur souhaitable en intégrant une dalle de béton en aval d'une largeur de 6 m. Les sédiments intercalés (dont certains friables) que la plinthe interceptait exigeaient un traitement prudent et la prolongation du chemin d'écoulement.

Plinth width criteria presented by Sierra, 1989, and repeated by Machado, et al, 1993 are presented in Table 4. Foundation conditions are divided into four categories from highly competent rock to completely decomposed residual soil. Plinth widths vary from 1/18 times the reservoir head over the plinth for the best foundation conditions to 1/3 for the worst foundation conditions.

Table 4  
Foundation Criteria for Plinth Width Selection

A	B	C	D	E	F	G	H
I	Non-erodible	1/18	> 70	I to II	1 to 2	< 1	1
II	Slightly erodible	1/12	50 to 70	II to III	2 to 3	1 to 2	2
III	Erodible	1/6	30 to 50	III to IV	3 to 5	2 to 4	3
IV	Highly Erodible	1/3	0 to 30	IV to VI	5 to 6	> 4	4

Where:

A = Foundation Type

B = Foundation Class

C = Minimum Ratio: Plinth Width/Depth of Water, full reservoir

D = Rock Quality Designation, RQD, in %

E = Weathering Degree: I equals sound rock; VI equals residual soil

F = Consistency Degree: 1 equals very hard rock; 6 equals friable rock

G = Weathered Macro Discontinuities per 10 m

H = Excavation Classes:

1 = requires blasting

2 = requires heavy rippers; some blasting

3 = can be excavated with light rippers

4 = can be excavated with dozer blade

#### 4.1.2. Alternative Concepts for Achieving Design Width

If treatment of special foundation conditions is restricted to increasing the width of the plinth, substantial additional excavation will result. Simple geometric analysis will quickly demonstrate that doubling the plinth width will also greatly increase the height and volume of the excavation by a factor of two or more. Increasing the height of the cut may require flatter slopes to assure stability, which will further increase the height and volume of the excavation.

A doveled plinth of constant width was used at Babagon Dam in Malaysia resulting in a hydraulic gradient of 15 to 20. The plinth width was effectively increased and the hydraulic gradient decreased to a desirable value by providing a 6 m wide downstream concrete slab. The thinly interbedded sediments (some friable) that crossed the plinth demanded conservative treatment and a longer seepage path.

Une plinthe ancrée, d'une largeur de 4 ou 5 m, offre suffisamment d'espace pour la construction d'un rideau d'injection à trois rangs. En aval, la plinthe peut être prolongée sous le corps du barrage sur une distance considérée adéquate pour traiter toute condition particulière des fondations. L'élargissement aval ou interne de la plinthe devrait être armé et relié à la plinthe amont ou externe à l'aide d'une lame d'étanchéité. L'ajout d'un matériau filtrant ayant une granulométrie similaire à celle de la zone 2A (voir le Chapitre 8) en contact avec le joint périmétral empêche la migration de particules de la taille des limons dans le corps du barrage, même dans le cas où la plinthe aval devait se fissurer.

Cette technique a été d'abord suggérée par J. B Cooke (1999) en vue de limiter l'excavation du rocher lors de la construction de plinthes de grands barrages en présence d'appuis fortement inclinés. Ce principe peut également s'appliquer dans des conditions topographiques moins accentuées. La largeur de la plinthe externe est déterminée afin de réunir les conditions offrant une plateforme d'injection adéquate, tandis que la largeur de la plinthe interne doit s'adapter pour que l'ensemble respecte le gradient hydraulique permis dans les fondations. Les spécifications en matière de qualité du rocher pour l'injection de coulis demeurent les mêmes sous toute la largeur de la plinthe, tant dans sa partie externe qu'interne. Une plus grande souplesse en matière de géométrie des excavations est ainsi obtenue et une réduction du volume d'excavation devient possible dans les vallées aux pentes abruptes, tel qu'illustré à la Fig. 18.

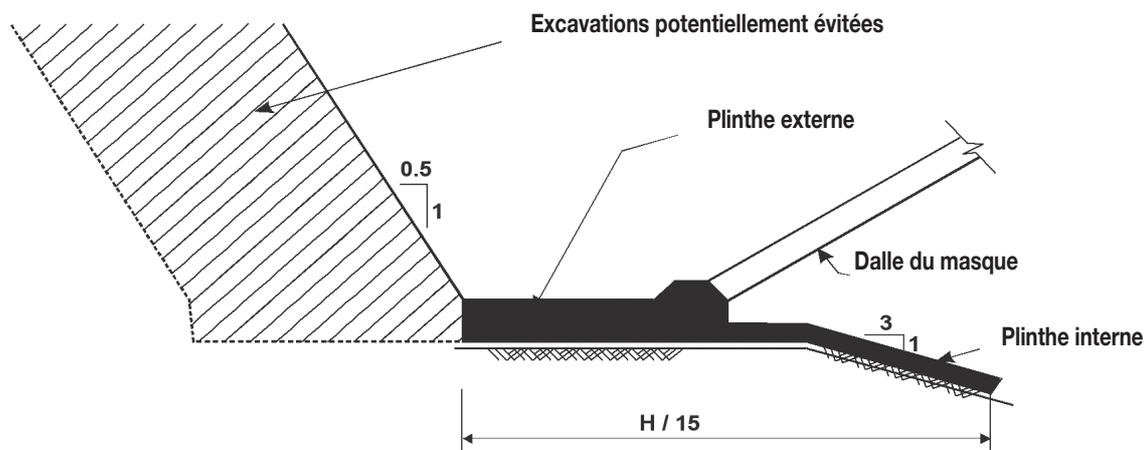


Fig. 18  
Section transversale type de la plinthe interne  
(Marulanda et Pinto, 2000)

Outre au barrage de Babagon, ce principe a été mis en œuvre avec succès lors de la construction de barrages récents comme ceux de Corrales au Chili (San Martin, 1999), d'Ita au Brésil (Sobrinho, *et al*, 1999), et de Pescador en Colombie. Le barrage de Corrales est partiellement construit sur du granite altéré, un roc présentant une faible cohésion pouvant permettre la migration de particules si les chemins d'écoulement devaient devenir concentrés sous la plinthe. Dans l'appui latéral de gauche, une plinthe de 6 à 8 m de largeur pour une épaisseur de 200 mm a été prolongée sous l'enrochement du barrage afin de prévenir l'érosion et de réduire le volume des excavations.

A doweled reinforced plinth, 4 or 5 m wide provides sufficient space to construct a three-row grout curtain. Downstream, the plinth can be extended beneath the body of the dam for a distance considered adequate to treat any special foundation condition. The downstream or interior plinth extension should be reinforced and connected to the upstream or exterior plinth with a waterstop. Placing a filter cover of material similar in gradation to the 2A zone (see Chapter 8) adjacent to the perimeter joint will preclude migration of silt-sized particles into the body of the dam, even if the downstream plinth were to crack.

This concept was first suggested by J. B. Cooke (Cooke, 1999) to reduce rock excavation for plinths along steep abutments in high dams. The concept can also be applied to advantage in flatter topographic conditions. The external plinth width is defined by the conditions for a practical grouting platform, while the internal slab width supplements the requirements for the allowable hydraulic gradient through the foundation. Specifications for groutable rock quality remain the same under the entire width of the plinth, both external and internal. The result is greater flexibility for excavation geometry and the potential reduction in the volume of excavation in steep valleys, as illustrated in Fig. 18.

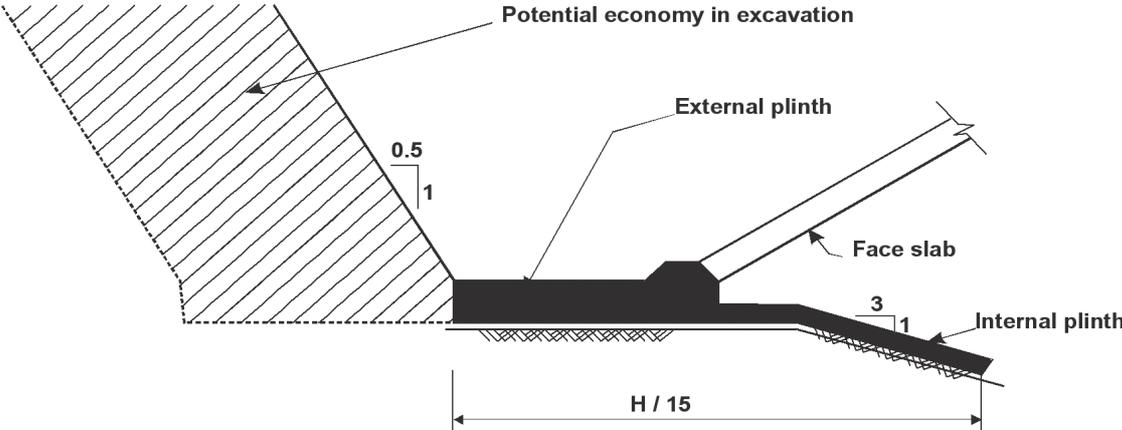


Fig. 18  
 Typical Internal Plinth Cross Section  
 (from Marulanda and Pinto, 2000)

In addition to Babagon, this concept has been applied with success in recent dams such as Corrales Dam in Chile (San Martin, 1999), Ita Dam in Brasil (Sobrinho, et al, 1999), and Pescador Dam in Colombia. Corrales Dam is partially founded on weathered granite, a low cohesion material that could allow particle migration if concentrated flow paths under the plinth were to occur. Within the left abutment, a 6 to 8 meter-wide plinth, 200 mm thick, was extended below the rockfill of the dam to prevent erosion and to reduce the volume of excavation.

Le principe de la plinthe externe et interne a également été mis en oeuvre au barrage d'Ita, où la largeur de conception originale de la plinthe variait entre 6,5 m et 4,0 m, avec le rapport H/20. D'importantes économies ont été réalisées grâce à l'adoption d'une largeur de plinthe normalisée, tel qu'illustré à la Fig. 19, permettant de réduire le volume des excavations et d'économiser jusqu'à 0,75 m<sup>3</sup>/m de béton.

Au barrage de Sugarloaf (anciennement Winneke), en Australie, une conception légèrement différente de plinthe interne/externe a été adoptée pour un barrage de 17 m à masque de béton projeté. Dans ce cas, les sections interne et externe de la plinthe étaient monolithiques (Casinader et Watt, 1985).

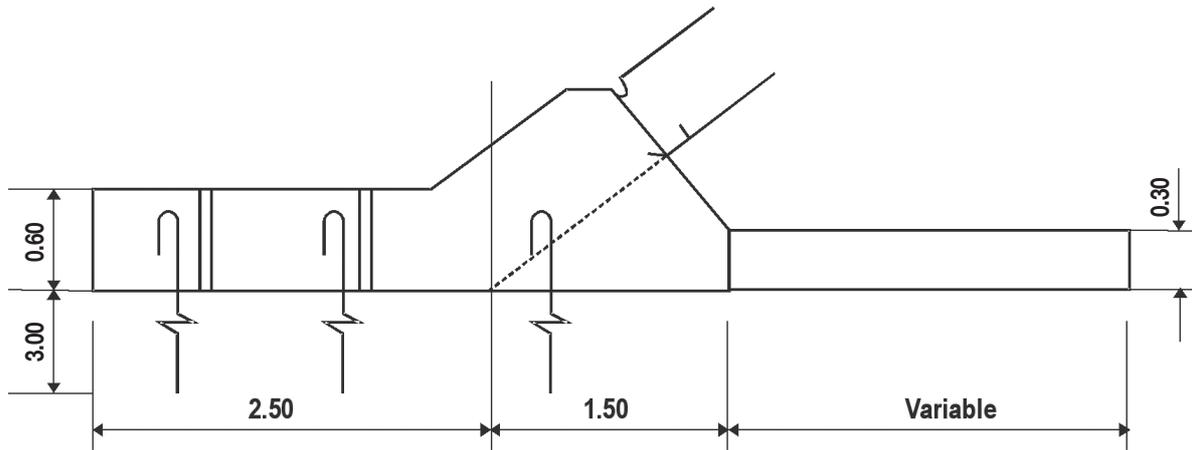


Fig. 19  
Élargissement de la plinthe au barrage d'Ita  
(Marulanda et Pinto, 2000)

Une méthode proposée par Materon dans son ouvrage de 2002 pour évaluer la sélection de la largeur de la plinthe a été appliquée à de nombreux barrages CFRD dans le monde. Cette méthode se fonde sur le concept des plinthes externe et interne ; elle fait appel à l'indice RMR (de l'anglais « Rock Mass Rating »), mis au point par Bieniawsky, pour sélectionner la largeur de la plinthe externe et de la plinthe interne associée. La méthode peut se résumer comme suit :

- Une largeur de plinthe externe offrant suffisamment d'espace pour réaliser l'injection de coulis, de 4 à 5 m, est d'abord sélectionnée.
- Le roc de fondation de la plinthe est ensuite classifié à l'aide de l'indice RMR.
- L'indice de conception de la plinthe est déterminé comme suit (remarquons que l'indice correspond au gradient hydraulique, H/L, où H correspond à la charge hydraulique en m, et L à la distance en m qui sépare le bord amont de la plinthe externe et le bord aval de la plinthe interne au point de contact entre la plinthe et les fondations) :

Indice RMR	Indice de conception de la plinthe
> 80	20
60-80	16
40-60	12
20-40	6
< 20	2*

The external and internal plinth concept was also used at Ita, where the original plinth design width varied between 6.5 m and 4.0 m using the relationship  $H/20$ . Important savings resulted by the adoption of a standard plinth width as shown in Fig. 19 that included a reduction of the excavation volume and up to  $0,75 \text{ m}^3/\text{m}$  of concrete.

A slightly different design was adopted for an internal/external plinth for a 17 m high shotcrete faced dam on the Sugarloaf Dam (formerly Winneke), Australia, where the internal and external sections of the plinth were monolithic, (Casinader and Watt, 1985).

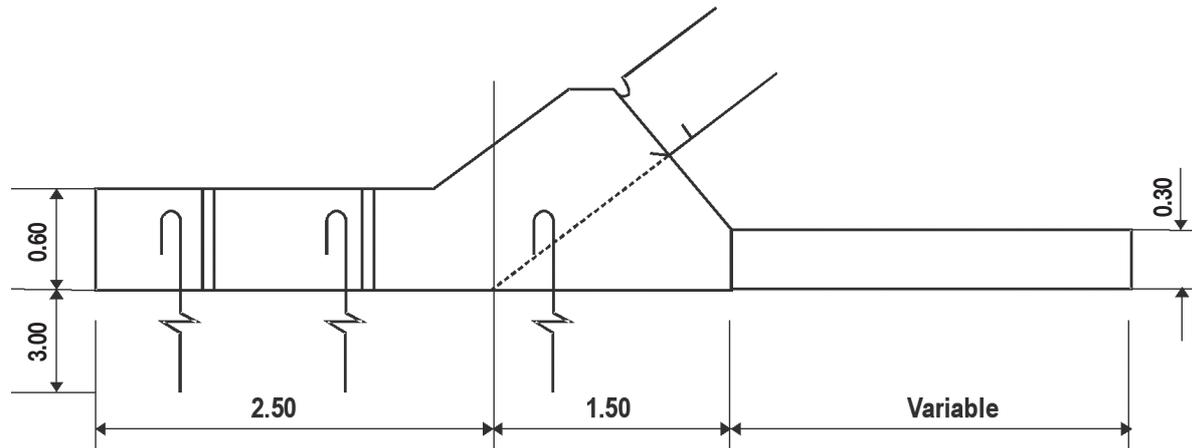


Fig. 19  
Plinth Extension at Ita  
(from Marulanda and Pinto, 2000)

A method suggested by Materon, 2002, for evaluating plinth width selection has been applied at several CFRDs around the world. The method adopts the concept of external and internal plinths and applies the Rock Mass Rating (RMR) developed by Bieniawsky in selecting the combined width of the external and internal plinth. A summary of the method follows:

- Select an external plinth width allowing sufficient width to execute the grouting, 4 to 5 m.
- Classify the plinth foundation using the RMR system.
- Determine the Plinth Design Index as follows (note that the index is equal to the hydraulic gradient,  $H/L$ , where  $H$  is the reservoir head in m, and  $L$  is the dimension in m from the upstream edge of the external plinth to the downstream edge of the internal plinth at the contact of the plinth with the foundation).

Rock Mass Rating, RMR	Plinth Design Index
> 80	20
60-80	16
40-60	12
20-40	6
< 20	2*

En présence de saprolite et selon la qualité des fondations, il est possible d'avoir plutôt recours à une paroi moulée en béton ou encore de réaliser des excavations jusqu'à atteindre des fondations plus appropriées.

- La pression maximale du réservoir,  $H$ , sur la plinthe est déterminée et la largeur totale requise de la plinthe est calculée en divisant la valeur de  $H$  par l'indice de conception de la plinthe correspondant.
- La largeur de la plinthe interne, c'est-à-dire la différence entre la largeur totale de plinthe requise et la largeur de la plinthe externe, est calculée.
- Outre la méthode décrite ci-dessus, les zones qui sont sujettes à érosion devraient être traitées à l'aide de béton projeté et de matériau filtrant sur une distance correspondant à environ 40 % de la charge hydrostatique.

## 4.2. GÉOMÉTRIE DES FONDATIONS EN AVAL DE LA PLINTHE

La géométrie des fondations en aval de la plinthe influence le comportement du joint périmétral. L'épaisseur du remblai au niveau du joint périmétral devrait être de 0,6 à 1,0 m pour fournir un coussin convenable à la dalle. Il faut en outre éviter que le remblai à proximité du joint ne soit trop épais. L'épaisseur du remblai devrait augmenter graduellement à mesure qu'on s'éloigne de la plinthe. Ce critère est souvent respecté grâce à la mise en place d'un massif de béton en pente sous la plinthe. La Fig. 20 représente la géométrie du massif de béton construit pour le barrage de Mohale, où les excavations ont été telles qu'un massif de béton plus grand que la norme a été requis pour soutenir la plinthe. Cette géométrie permet d'éviter que le remblai à proximité du joint périmétral ne soit épais, tout en assurant une augmentation graduelle de l'épaisseur de l'enrochement à une certaine distance du joint. Une géométrie similaire est également illustrée à la Fig. 16 du Chapitre 3, pour le barrage de Sugarloaf en Australie.

Le matériau filtrant de la zone 2A, placé directement en contact avec le joint périmétral, doit être bien compacté pour respecter les spécifications sévères permettant de réduire le tassement. Dans la réalisation des premiers projets, l'accès du rouleau vibrant à proximité du joint périmétral était difficile. Ainsi, le compactage s'est souvent avéré imparfait à cet endroit. L'utilisation de compacteurs vibrants rectangulaires montés sur une pelle rétrocaveuse est souvent spécifiée afin de garantir un compactage adéquat à proximité de la plinthe.

Dans les vallées étroites présentant des appuis latéraux fortement inclinés, il s'avère difficile et coûteux de façonner les fondations pour fournir une géométrie favorable à la plinthe. Les travaux d'excavation sont limités au minimum et la plinthe est ancrée aux parois abruptes des appuis latéraux. L'enrochement sous le joint périmétral est épais et il est impossible d'éviter que le joint n'effectue des mouvements marqués. Dans les gorges étroites, comme Golillas par exemple, le mouvement du joint périmétral perpendiculaire au masque (tassement) s'est avéré largement supérieur au mouvement parallèle (ouverture). Dans de telles circonstances, les lames d'étanchéité peuvent facilement être arrachées.

For saprolite, and depending on foundation quality, using a diaphragm cutoff wall or excavating to a better foundation are alternatives.

- Determine the maximum reservoir pressure,  $H$ , for the plinth sector and calculate the required total plinth width by dividing  $H$  by the corresponding Plinth Design Index.
- Calculate the internal plinth width as the difference between the total plinth width and the external plinth width.
- In addition to the above, areas that are susceptible to erosion should be treated with shotcrete and filters to a distance of approximately 40% of the hydrostatic head.

## **4.2. GEOMETRY DOWNSTREAM OF THE PLINTH**

Foundation geometry downstream of the plinth influences the behavior of the perimeter joint. The depth of the fill at the perimeter joint should be 0.6 to 1.0 m as a convenient cushion for the slab; high fills adjacent to the joint are to be avoided. The change in depth of fill should be gradual with distance from the plinth. This is often achieved with the use of a sloped backfill concrete block placed below the plinth. Fig. 20 illustrates the geometry of a concrete block at Mohale Dam where excavation resulted in a larger-than-normal concrete block to support the plinth. This geometry avoids the high fill adjacent to the perimeter joint and provides a gradual increase in fill thickness with distance from the joint. Similar geometry is also illustrated in Fig. 16, Chapter 3, for the Sugarloaf Dam in Australia.

The zone 2A filter material, placed immediately adjacent to the perimeter joint, should be well compacted to strict specifications to minimize settlement. In early projects, vibratory roller access adjacent to the perimeter joint was difficult. This often resulted in imperfect compaction at this location. The use of rectangular backhoe-mounted vibratory compactors is commonly specified to assure effective compaction adjacent to the plinth.

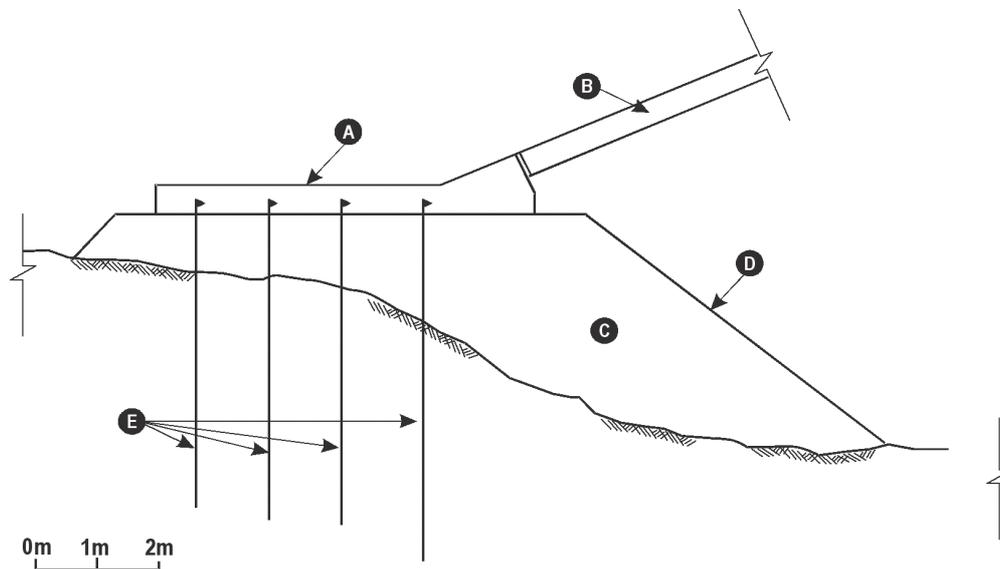
In narrow valleys with steep abutments, it is difficult and expensive to provide favorable foundation geometry for the plinth. Excavation is minimized, and the plinth is doweled to the steep abutment walls. The depths of rockfill below the perimeter joint are large and substantial joint movements cannot be avoided. In narrow canyons, Golillas for example, the movements at the perimeter joint normal to the face (settlements) were much larger than those parallel to it (opening). Under these conditions, waterstops can be easily torn off.

Dans le cas des grands barrages, les excavations réalisées pour la plinthe externe devraient être prolongées plus en profondeur dans l'appui latéral, un peu comme une tranchée de route. Les courbes de niveau horizontales des excavations associées à la plinthe externe doivent être perpendiculaires au joint périmétral afin de permettre un accès raisonnable pour les travaux d'injection. Les excavations associées à la plinthe interne devraient prévoir dans la mesure du possible une augmentation graduelle de l'épaisseur du remblai à partir du joint périmétral afin de limiter les mouvements du joint. Au besoin, un massif de béton peut être construit afin de créer cette géométrie propice et soutenir la plinthe externe. La résistance au glissement et au renversement de la plinthe et du massif de béton devrait être adéquate, tel que décrit ci-dessous.

### 4.3. IMPLANTATION DE LA PLINTHE

La description suivante de l'implantation de la plinthe provient de l'article de Marulanda et Pinto (2000).

La conception la plus courante et la plus pratique consiste à implanter la plinthe en plaçant les courbes de niveau horizontales perpendiculairement à l'alignement de la plinthe. Dans le cas des plinthes horizontales alignées parallèlement à l'axe du barrage, comme celles situées dans le fond d'une vallée, la géométrie de base est clairement définie par la coupe transversale verticale normale à l'alignement de la plinthe (Fig. 21).



Note : Section normale à la ligne de référence de la dalle de départ

Fig. 20  
Massif de béton analysé pour sa stabilité, barrage de Mohale, Lesotho

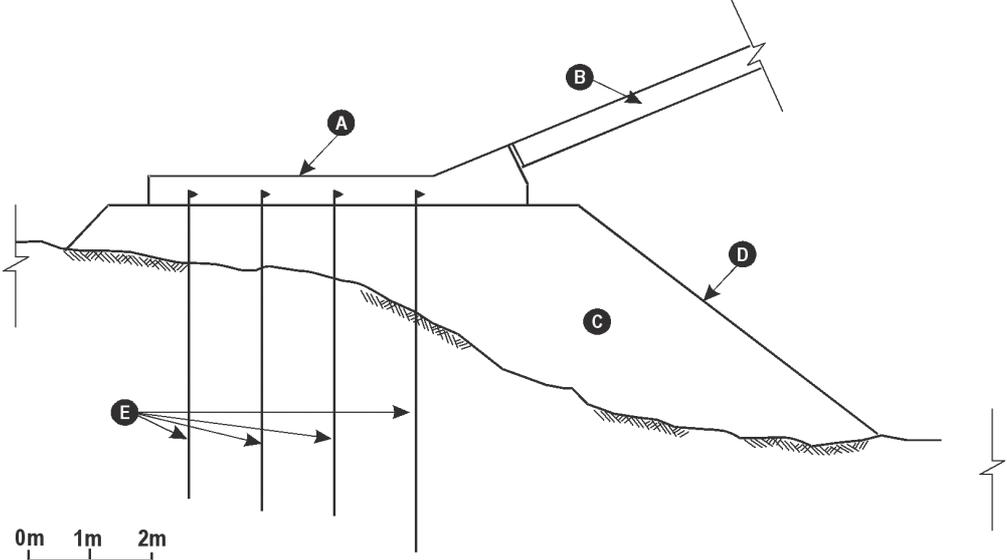
- A Dalle de départ
- B Dalle de masque
- C Remblai de béton
- D Pente de 2H:1v normale à l'axe du barrage
- E Barres d'ancrage, 4 m dans le rocher

For high dams, excavation for the external plinth should extend more deeply into the abutment, similar to a road cut. Horizontal contours of the external plinth excavation should be perpendicular to the perimeter joint to provide reasonable access to construct a practical grout cap. Excavation for the internal slab should result in a gradual increase of fill height away from the perimeter joint as much as practical to minimize joint movements. Where necessary, a concrete block is constructed to create this geometry and to support the external plinth. Sliding and overturning stability of the plinth and concrete block must be satisfied as described below.

### 4.3. GEOMETRIC LAYOUT OF THE PLINTH

The following description of the geometric layout of the plinth is taken from Marulanda and Pinto, 2000.

The most common and practical design is to have the plinth laid out with horizontal contours normal to the plinth alignment. For horizontal plinths aligned parallel to the dam axis, such as those located at the maximum section on the valley floor, the basic geometry is clearly defined by the vertical cross section normal to the plinth alignment, Fig. 21.



Note: section taken perpendicular to toe slab control line

Fig. 20  
Concrete Backfill Analyzed for Stability, Mohale Dam, Lesotho

- A Toe slab
- B Face slab
- C Concrete backfill
- D Slope is 2H:1v perpendicular to dam axis
- E Anchor bars, 4 m into rock

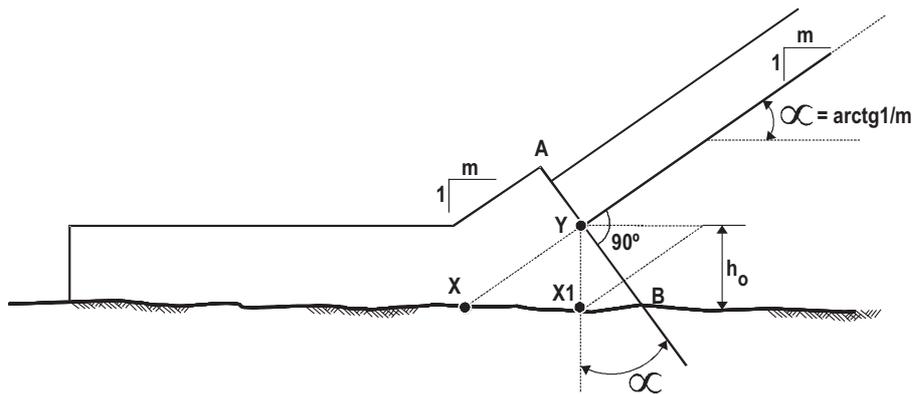


Fig. 21  
Géométrie, plinthe horizontale

Étant donné que le tassement de l'enrochement sous la poussée de l'eau se produit surtout perpendiculairement au masque amont, le plan AB se trouve à angle droit par rapport à la pente du masque. La même condition s'applique aux plinthes en pente des appuis latéraux du barrage. La représentation graphique devient alors plus complexe puisque le plan et le niveau de l'alignement de la plinthe changent.

La Fig. 22, qui illustre une vue en plan de l'alignement de la plinthe, présente le développement d'une relation pratique entre l'angle d'alignement «  $\theta$  » et la pente de la plinthe «  $n$  » ( $n$  horizontalement : 1 verticalement). Si  $E1_1$  et  $E1_2$  représentent les niveaux des points de référence  $Y_1$  et  $Y_2$ , les équations suivantes s'appliquent :

$$\tan \theta = \frac{(E1_1 - E1_2)m}{L_{1-2}}$$

$$\sin \theta = \frac{m}{n}$$

si «  $m$  » correspond à la pente du masque, variant généralement entre 1,3 et 1,5 (1,3 à 1,5 horizontalement : 1 verticalement).

La coupe transversale d'une plinthe en pente prise perpendiculairement à l'alignement de celle-ci est représentée à la Fig. 23. Si la plinthe est conçue comme une dalle d'épaisseur constante, la coupe transversale correspond essentiellement à celle de la plinthe horizontale. Le plan AB demeure perpendiculaire au masque du barrage. L'angle «  $\alpha$  » varie en fonction de l'alignement de la plinthe.

Les projeteurs ont élaborés diverses méthodes, souvent complexes, pour définir la géométrie de la plinthe. Récemment, une simplification des procédures pour la disposition de la plinthe a été proposée par J. B. Cooke (1999) et est illustrée à la Fig. 21. Le point «  $X1$  » se situe sur la surface des fondations et correspond à la projection verticale du point «  $Y$  ». La distance verticale,  $h_0 = Y - X1$ , est une valeur constante déterminée, habituellement d'environ 0,8 m. Cette mesure fournit un espace suffisant pour la mise en place du filtre de la zone 2A et pour son compactage à proximité du joint périmétral. Dans le cas des plinthes en pente, l'épaisseur de l'enrochement perpendiculaire à la surface des fondations «  $h$  », est réduite. La hauteur,  $h$ , de la plinthe inclinée peut être calculée à partir de l'équation :

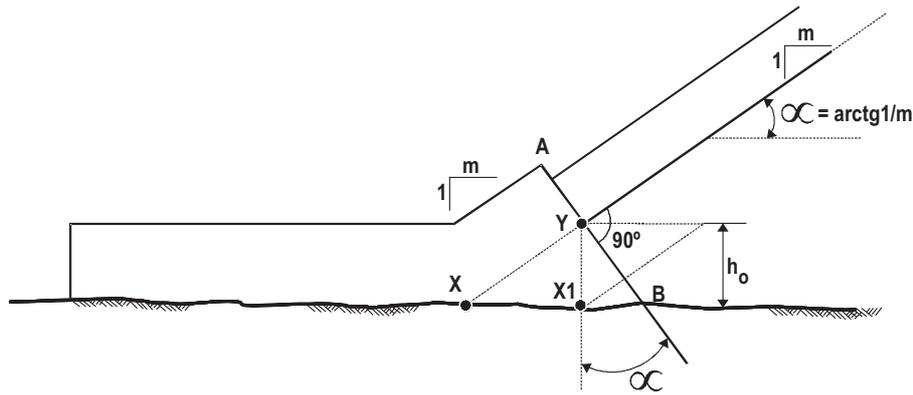


Fig. 21  
Geometry, Horizontal Plinth

As the rockfill settlement under water load is essentially normal to the upstream face, plane AB is situated at a right angle to the face slope. For sloping plinths at the abutments of the dam, the same condition holds. Graphical representation becomes more difficult as the plinth alignment changes both in plan and elevation.

Fig. 22, a plan view of the plinth alignment, presents the development of a practical relationship between the alignment angle “ $\theta$ ” and the plinth slope “ $n$ ” ( $n$  horizontal:1 vertical). If  $E1_1$  and  $E1_2$  are the elevations of reference points  $Y_1$  and  $Y_2$ , the following equations hold:

$$\tan \theta = \frac{(E1_1 - E1_2)m}{L_{1-2}}$$

$$\sin \theta = \frac{m}{n}$$

where “ $m$ ” is the face slope, most commonly varying between 1.3 and 1.5 (1.3 to 1.5 horizontal: 1 vertical).

The cross section of a sloping plinth taken normal to the plinth alignment is shown in Fig. 23. If the plinth is designed as a constant thickness slab, the majority of the cross section is essentially equal to that of the horizontal plinth. The plane AB remains normal to the dam face. The angle “ $\alpha$ ” varies in accordance with the alignment of the plinth.

Designers have found various ways, often quite involved, to define the plinth geometry. A recent simplification of the procedures for plinth layout has been proposed by J. B. Cooke (Cooke, 1999) and is illustrated in Fig. 21. Point “ $X1$ ” is located on the foundation surface at the vertical projection of point “ $Y$ ”. The vertical distance,  $h_0 = Y - X1$ , is established as a constant value, commonly about 0.8 m. This provides sufficient space for Zone 2A filter placement and compaction adjacent to the perimeter joint. For sloping plinths, the rockfill thickness normal to the foundation surface, “ $h$ ”, is reduced. The height,  $h$ , for the inclined plinth can be calculated from the equation:

$$h = \frac{h_0}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sin \theta}{m}\right)^2}}$$

si  $h_0 = 0,8$  m et  $m = 1,3$ , la valeur minimale de  $h$  est de 0,63 m si  $\theta = 90^\circ$ , ce qui satisfait aux critères exigés en matière de construction du filtre et de comportement.

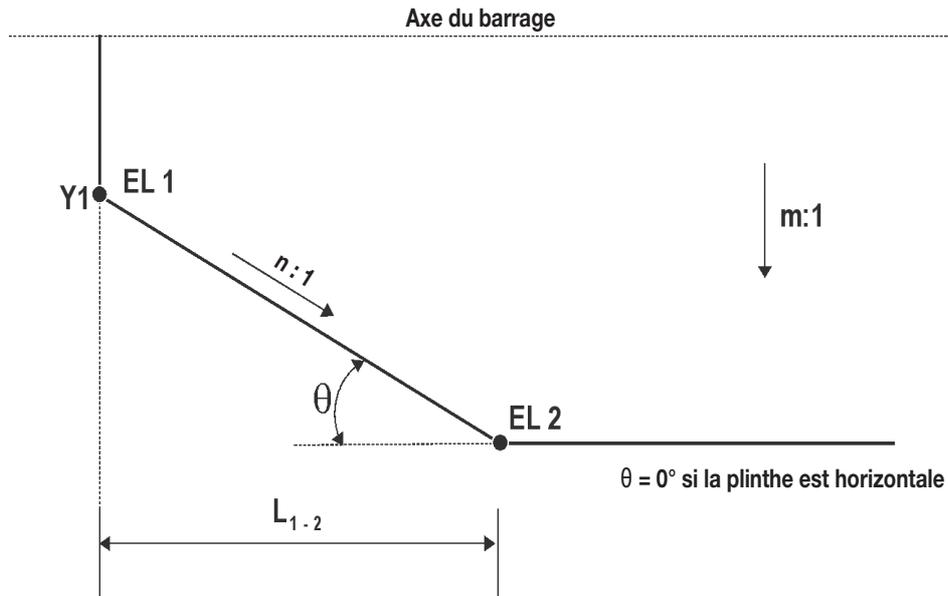


Fig. 22  
Vue en plan de la ligne de référence « Y » de la plinthe  
(Marulanda et Pinto, 2000)

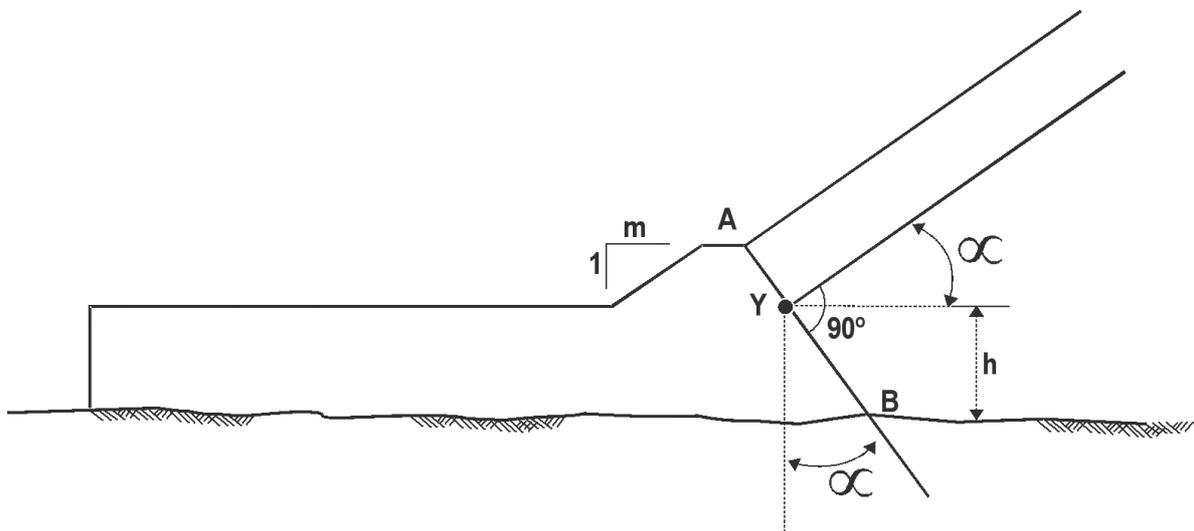


Fig. 23  
Géométrie, plinthe en pente  
(Marulanda et Pinto, 2000)

La procédure suivie pour régler l'alignement de la plinthe demeure inchangée. Le plan de référence pour situer le point « X » est maintenant un plan parallèle au plan de référence du masque; il se trouve plus bas que la dimension «  $h_0$  ». Les

$$h = \frac{h_0}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sin \theta}{m}\right)^2}}$$

for  $h_0 = 0.8$  m and  $m = 1.3$ , the minimum value of  $h$  equals 0.63 m for  $\theta = 90^\circ$ , which is satisfactory for filter construction and performance.

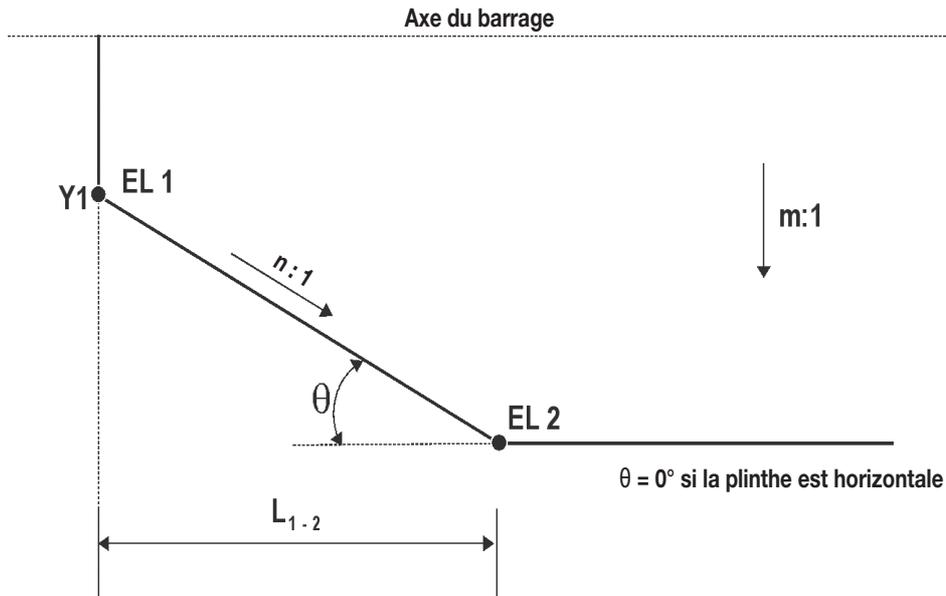


Fig. 22  
Plan View of Plinth Reference Line "Y"  
(from Marulanda and Pinto, 2000)

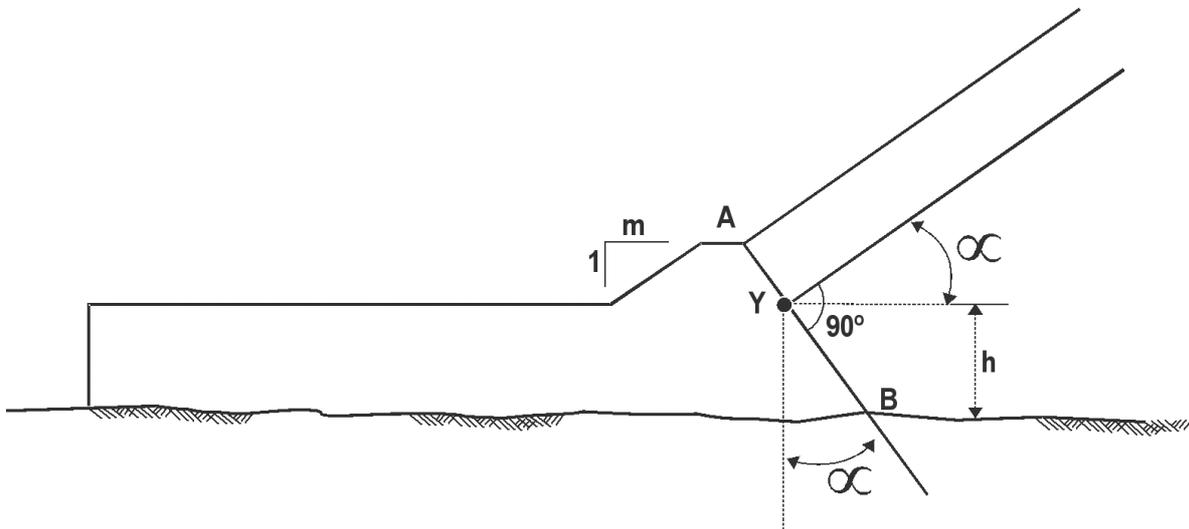


Fig. 23  
Geometry, Sloping Plinth  
(from Marulanda and Pinto, 2000)

The procedure for setting the plinth alignment remains unchanged. The reference plane for location of point "X", is now a plane parallel to the face reference plane and lower by the dimension " $h_0$ ", say 0.8 m. The coordinates of points "X" and "Y" are the

coordonnées des points « X » et « Y » sont les mêmes ; la plinthe en plan est entièrement définie par les coordonnées des sommets de la représentation polygonale. La principale coupe transversale de la plinthe demeure la même. La face AB de la plinthe est établie perpendiculairement à la surface du masque du barrage et elle est requise pour déterminer la géométrie de la plinthe. L'angle «  $\alpha$  » peut être calculé à partir de l'équation :

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{m^2 + \sin^2 \theta}}{m^2 \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m^2}\right)^2 \tan^2 \theta + 1}}$$

#### 4.4. STABILITÉ DE LA PLINTHE

Pour optimiser l'alignement de la plinthe, les excavations et le traitement des fondations, il faut atteindre un juste équilibre entre l'excavation du rocher et le remplissage des dépressions avec du béton. De brusques changements dans la pente des appuis ou encore la réalisation d'excavations pour construire les routes d'accès temporaires peuvent requérir la mise en place de grands massifs de béton pour soutenir la plinthe. Autant que possible, la présence de routes d'accès en travers de l'alignement de la plinthe et de grands massifs de béton devrait être évitée. L'établissement d'un calendrier adéquat et l'utilisation de rampes dans le corps du barrage permettront de restreindre dans la mesure du possible la construction de routes d'accès traversant l'alignement de la plinthe. Pour des raisons environnementales, les matériaux doivent souvent provenir d'une carrière située dans le réservoir. Afin de respecter cette condition, la construction de routes d'accès rencontrant la plinthe peut s'avérer inévitable.

La stabilité des grands massifs de béton mis en place doit être vérifiée; ils ne doivent ni glisser, ni se renverser. La stabilité des massifs doit être analysée en considérant que la sous-pression sous le massif est de zéro au pied aval et varie de façon linéaire jusqu'à la charge hydraulique complète au pied amont. Le soutien de la dalle du masque ne devrait pas être pris en compte puisque le joint périmétral pourrait s'être ouvert et, même si l'évaluation est prudente, aucune résistance des ancrages passifs n'est habituellement considérée dans l'analyse.

Le texte qui suit est tiré du Bulletin 70 de la CIGB, Barrage en enrochement à masque en béton :

« Il faut s'assurer que le socle est stable sous l'action des forces auxquelles il est soumis. Les tirants destinés à l'ancrer au rocher de fondation ne sont habituellement conçus que pour résister à une sous-pression nominale due aux injections dans la fondation. En l'absence d'un tapis en aval du socle, destiné à allonger le chemin d'écoulement, comme il est décrit ci-dessus, on peut supposer que la sous-pression est égale à zéro au niveau de sa bordure aval. La résistance passive de l'enrochement ou du masque est négligeable, du fait qu'il faut un déplacement excessif du socle pour la solliciter et que le masque s'écarte du socle sous l'effet de la charge hydrostatique. En l'absence de points faibles dans la fondation, on peut adopter un facteur de glissement de 0,6 à 0,7 (correspondant à  $\theta = 30^\circ$ - $35^\circ$ ). Dans ces conditions, pour un socle ayant une épaisseur normale, il n'est pas difficile d'assurer sa stabilité.

same; the plinth in plan is fully defined by the coordinates of the polygonal vertices. The main cross section of the plinth remains constant. Setting plinth face AB normal to the plane of the dam face is also required to establish plinth geometry. The angle “ $\alpha$ ” can be calculated from the equation:

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{m^2 + \sin^2 \theta}}{m^2 \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m^2}\right)^2 \tan^2 \theta + 1}}$$

#### 4.4. STABILITY OF THE PLINTH

In optimizing plinth alignment, excavation, and foundation treatment, a compromise is reached between rock excavation and concrete filling of depressions. Abrupt changes in abutment slopes or excavations for access and haul roads may result in construction of large concrete blocks to support the plinth. Access roads constructed across the plinth alignment and large concrete blocks should be avoided wherever possible. Appropriate scheduling and use of ramps within the body of the dam will minimize the need for access road construction across the plinth alignment. Because of environmental considerations, quarry sources are often required to be located within the reservoir. This requirement may result in the unavoidable use of access roads that cross the plinth.

Stability of the large resulting concrete blocks must be checked against sliding and overturning. The stability of the block should be analyzed assuming the uplift pressure under the block is zero at the downstream toe and varies linearly to the full reservoir head at the upstream toe. No support should be assumed from the face slab on the understanding that the perimeter joint may have opened, and, although conservative, no resistance from the passive dowelled anchors is normally assumed in the analysis.

The following text is quoted from ICOLD Bulletin 70, Rockfill Dams with Concrete Facing:

“It is necessary to ensure that the plinth is stable under the forces acting upon it. Dowels anchoring the plinth to the rock foundation are usually designed only to resist a nominal uplift pressure arising from foundation grouting. In the absence of any particular blanket downstream of the plinth to increase the seepage path, as previously described, the uplift pressure can be assumed to be zero at its downstream edge. Passive resistance from the rockfill or from the concrete face slab must be neglected because excessive movement of the plinth would be required to develop it and the face slab pulls away from the plinth when the water load is applied. In the absence of weak seams in the foundation, a sliding factor of 0.6 to 0.7 ( $\phi = 30^\circ$ - $35^\circ$ ) may be assumed. Under these conditions and a plinth of usual design thickness, it is not difficult to ensure the stability of the plinth.

Un socle d'une épaisseur excessive, due à une surexcavation ou à d'autres raisons, devient instable, si la hauteur de charge dépasse environ 30 m. Dans ce cas, il faut effectuer un calcul au renversement et au glissement en tenant compte aussi des discontinuités géologiques les moins favorables et en partant de l'hypothèse que la pression de l'eau agissant sur le socle est transmise directement à la fondation rocheuse, sans intervention de la force stabilisatrice du remblai en enrochement. Si les hors-profils sont faibles, par exemple de moins de 0,50 m, il est possible d'assurer la stabilité du socle en installant, en nombre suffisant, des tirants bien orientés, injectés, et des ancrages précontraints dans le rocher.

S'il s'avère que le socle se trouve en position excessivement haute au-dessus d'une irrégularité prononcée dans la surface du rocher excavé, par exemple au-dessus d'une fouille ouverte dans un appui rocheux escarpé, ou d'une zone de faille ou autre, outre les tirants injectés et les ancrages précontraints, il peut être nécessaire de prévoir un contrefort du côté aval du socle, d'une longueur suffisante pour qu'il puisse profiter de l'appui du remblai. Dans des situations anormales, une analyse de stabilité de type classique est nécessaire et des mesures de stabilisation doivent être prises en conséquence.

Il existe un autre grave problème, lié à la présence d'un socle de pied trop haut. Un socle haut correspondant à une profondeur d'enrochement compressible plus grande dans la zone de départ; il en résulte des déplacements verticaux supérieurs à la normale, le long du joint périmétral, lors de la mise en eau. Le socle haut est l'équivalent d'un appui à très forte pente où la charge hydrostatique est transmise par l'intermédiaire d'une grande hauteur d'enrochement. L'expérience acquise au barrage de Golillas (Amaya et Marulanda, 1985) est assez significative à cet égard. Une analyse des déformations du remblai après la mise en eau a démontré que les tassements dans le remblai à proximité des appuis et au centre de la vallée, étaient du même ordre; les mouvements le long du joint périmétral, dans cette vallée très escarpée, tendent donc à être essentiellement verticaux. »

#### **4.4.1. Stabilité de la plinthe, barrage de Mohale, Lesotho**

Le barrage de Mohale au Lesotho est construit sur une série de couches de basalte dures et compétentes. Les joints entre les couches sont étanches; on n'y trouve pas de couches horizontales de faible compétence. Plusieurs zones de cisaillement et des zones de basalte doléritique traversent les fondations et une route d'accès temporaire croise les fondations de la plinthe dans l'appui latéral de gauche. Ces éléments donnent lieu à des irrégularités locales dans les fondations dont dépendent les pentes des surfaces rocheuses qu'on peut remarquer sur les coupes transversales perpendiculaires aux courbes de niveau des appuis latéraux, tel que représenté à la Fig. 20. Dans ces conditions, la plinthe et le massif de béton sous-jacent ont fait l'objet d'une analyse visant à prévoir le potentiel de glissement et de renversement; les critères suivants ont été pris en compte :

- On suppose que la cohésion entre le béton et le rocher est de 300 kPa.
- On suppose que l'angle de frottement entre le béton et le rocher,  $\phi$ , est de 45°.

Excessive height of plinth due to overexcavation or other reasons causes the standard plinth to become unstable if the head exceeds about 30 m. Conventional overturning and sliding analysis must be conducted under this condition, taking also into consideration the least favorable geological discontinuities and the design criteria that the water pressure acting on the toe block is passed straight through to the rock foundation, without calling on the rockfill dam for any stabilizing force. If overbreak is minimal, say less than 0.50 m it is possible to ensure stability by installing sufficient grouted dowels properly oriented and prestressed rock anchors.

If the plinth turns out to be excessively high across a sharp irregularity in the fresh rock surface, such as across a notched road cut excavation in a steep rock abutment or fault zone or other reasons, in addition to the grouted dowels and prestressed anchors, it may be required to provide a buttress at the downstream side of the plinth of such a length that pressure from the embankment fill can be relied upon. Under any abnormal circumstances a conventional stability analysis is required and stabilizing measures adopted accordingly.

Another critical problem arises in connection with higher than normal plinths. A high plinth is associated with a greater depth of compressible rockfill in the starter slab area which, in consequence, brings greater vertical offsets than normal along the most important perimeter joint upon reservoir filling. The high plinth is equivalent to a very steep abutment where the water load is transmitted through a higher column of rockfill. Golillas dam experience, Amaya and Marulanda, 1985, is rather significant in this respect. An analysis of the embankment deformations after first impoundment in Golillas has demonstrated that the magnitude of the fill settlements close to the abutments was similar to that in the center of the canyon and, therefore, movements along the perimeter joint in this very steep canyon tend to be mainly vertical.”

#### **4.4.1. Plinth Stability, Mohale Dam, Lesotho**

The Mohale Dam in Lesotho is founded on a series of hard, competent basalt flows. The contacts between flows are tight; no weak horizontal seams exist. Several shears and zones of doleritic basalt cross the foundation and a construction access road crosses the plinth foundation on the left abutment. These features locally produced foundation irregularities that caused sloping rock surfaces on cross-sections taken perpendicular to the abutment contours, as illustrated in Fig. 20. Where these conditions occurred, the plinths and underlying backfill concrete were analyzed for sliding and overturning using the following criteria:

- Cohesion between concrete and rock was assumed to be 300 kPa.
- The friction angle between concrete and rock,  $\phi$ , was assumed to be  $45^\circ$ .

- On suppose que la pression horizontale de l'enrochement sur la surface en pente du massif de béton correspond à 0,25 fois la pression du réservoir au point le plus bas de la plinthe. À Mohale, la pression de l'enrochement a été considérée afin d'augmenter la stabilité.
- On suppose que la pression verticale sur la plinthe et sur la surface en pente du massif de béton est égale à la pression du réservoir au point le plus bas de la plinthe.
- On suppose que la force de gravité verticale est égale à la somme du poids de la plinthe, du poids du massif de béton et du poids de l'enrochement sur la partie en pente du massif de béton.
- On suppose que la sous-pression à la base du massif est linéaire à partir du pied amont jusqu'au pied aval du massif de béton.
- Pour l'analyse bidimensionnelle du glissement sur l'interface béton/rocher, on suppose un coefficient de sécurité de 1,5 pour le frottement et un coefficient de sécurité de 3 pour la cohésion. Le rapport entre les forces résistantes sur le plan de glissement avec ces coefficients de sécurité et les forces motrices sur le plan de glissement devrait être supérieur ou égal à 1,0.

$$\frac{(N - U)\tan\phi}{1.5} + \frac{cL}{3} \geq \frac{T}{1.0}$$

où :

N = somme des forces normales au plan de glissement,

U = sous-pression sur le plan de glissement,

$\phi$  = angle de frottement sur le plan de glissement,

c = cohésion sur le plan de glissement,

L = longueur du plan de glissement,

T = somme des forces motrices parallèles au plan de glissement.

- De plus, l'analyse de glissement a été vérifiée en utilisant la composante de frottement seulement. Dans ce cas, le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices devrait être supérieur ou égal à 1,0.

$$\frac{(N - U)\tan\phi}{T} \geq 1.0$$

- Les pressions de base sur le massif de béton ont fait l'objet d'une évaluation et de calculs visant à mesurer les effets d'un renversement. On suppose que les barres d'ancrage n'offrent aucune résistance. Si les contraintes de tension se produisent sur le bord amont de la plinthe/massif de béton, le recours à des barres d'ancrage précontraintes doit être envisagé.

Les critères ci-dessus ont été utilisés pour évaluer diverses sections transversales le long de la plinthe. Les résultats des analyses permettent de conclure qu'il ne serait pas nécessaire d'utiliser des barres d'ancrage précontraintes aux endroits où la contrainte de tension au pied amont est de 100 kPa ou moins à condition que les critères de glissement soient respectés. Par ailleurs, la proportion

- Horizontal rockfill pressure on the sloping face of the concrete backfill was assumed to be equal to 0.25 times the reservoir pressure at the downstream side of the plinth. At Mohale, the rockfill pressure was included to increase stability.
- Vertical pressure on the plinth and on the sloping face of the concrete backfill was assumed to be equal to the reservoir pressure at the downstream side of the plinth.
- Vertical gravity force was assumed to be equal to the sum of the weight plinth, the concrete backfill, and the rockfill overlying the sloping portion of the concrete backfill.
- Uplift at the base of the block was assumed to be linear from the upstream heel to the downstream toe of the backfill concrete.
- For the two-dimensional analysis of sliding on the concrete/rock interface, a factor of safety of 1.5 on the frictional component and a factor of safety of 3 on the cohesion component was assumed. The ratio of resisting forces on the plane of sliding using the above factors of safety to the driving forces on the plane of sliding should be greater than or equal to 1.0.

$$\frac{(N - U)\tan\phi}{1.5} + \frac{cL}{3} \geq \frac{T}{1.0}$$

where:

N = Summation of total normal forces on the plane of sliding,

U = Uplift on the plane of sliding,

$\phi$  = Friction angle on the plane of sliding,

c = Cohesion on the plane of sliding,

L = Length of the plane of sliding,

T = Summation of driving forces parallel to the plane of sliding.

- In addition, the sliding analysis was checked using the frictional component only. In this case, the ratio of the resisting forces to the driving forces should be greater than or equal to 1.0.

$$\frac{(N - U)\tan\phi}{T} \geq 1.0$$

- Base pressures on the backfill concrete block were calculated and evaluated for the effects of overturning. The anchor bars were assumed to provide no resistance. If tensile stresses occur on the upstream edge of the plinth/concrete backfill, pre-stressed anchors should be considered.

The above criteria were applied to various cross-sections along the plinth alignment. In evaluating the results of the analyses, it was concluded that no pre-stressed anchors would be required at those locations that yield a tensile stress at the upstream heel of 100 kPa or less and where sliding criteria is satisfied. In addition, the percentage of sliding plane in tension did not exceed 10%. At Mohale, the criteria for

du plan de glissement en tension ne doit pas être supérieure à 10 %. Au barrage de Mohale, les critères ayant trait à l'analyse de glissement se sont avérés moins critiques que ceux ayant trait au renversement. Des barres d'ancrage précontraintes ont été requises sur environ 35 m.

Les critères indiqués ci-dessus sont considérés plutôt prudents. Dans une gorge aux parois abruptes, il peut être plus réaliste de considérer les sections transversales prises perpendiculairement à l'axe du barrage plutôt que perpendiculairement aux courbes de niveau des appuis latéraux et de prendre en considération, du moins partiellement, les barres d'ancrage passives.

Une analyse similaire est présentée en détail au sujet du barrage de Sugarloaf (anciennement Winneke), à la Fig. 10 de l'article de Casinader et Stapledon (1979).

### *Barrage de Shiroro*

Le barrage CFRD de Shiroro, d'une hauteur de 110 m, a été construit au début des années 1980 et s'appuie sur du granite et de la diorite. À l'échelle locale, des zones profondément altérées, des dépôts mal triés de blocs et de sable ainsi que des failles ont nécessité des excavations à des profondeurs variant de quelques mètres jusqu'à 13 m sous l'alignement de la plinthe. Dans ces conditions, l'ensemble composé par la plinthe et le massif de béton sur lequel celle-ci s'appuie présente une surface verticale en amont et une surface fortement inclinée en aval dont la coupe transversale, à certains endroits, ressemble presque à un carré.

Le risque de renversement calculé à partir des critères précédents révèle une forte contrainte de tension sur la majeure partie de la base. À certains endroits, la résultante de toutes les forces se concentre à proximité du bord aval du massif. La hauteur et la forme du massif représentent sans doute la principale cause des ruptures en compression dans la dalle du masque au-dessus du joint périmétral. Parmi les autres facteurs qui ont probablement contribué à l'apparition de fissures sur la dalle du masque, on compte les concentrations localisées de contraintes causées par l'interaction entre l'enrochement compressible et les fondations rigides, ainsi que l'inclinaison des appuis latéraux et l'interaction entre les dalles adjacentes du masque.

## **4.5. ARMATURES, LAMES D'ÉTANCHÉITÉ ET BARRES D'ANCRAGE**

La pratique actuelle consiste à prévoir un lit d'armatures dans la plinthe correspondant à 0,3 % du volume de béton dans chaque direction. Le recouvrement des armatures est d'au moins 150 mm à partir de la surface. L'utilisation d'armatures permet de s'assurer que les fissures demeurent d'une dimension capillaire négligeable. Des armatures d'acier sont placées localement pour empêcher l'éclatement du béton au niveau de la lame d'étanchéité du joint périmétral avant la mise en eau du réservoir. Après celle-ci, le joint périmétral s'ouvre et se déplace latéralement, et la charge pouvant causer l'éclatement disparaît. Par ailleurs, l'absence d'un lit inférieur d'armatures rend le rocher et le béton plus compatibles si les fondations devaient subir un léger mouvement lors de la mise en eau du réservoir.

the sliding analysis were found to be less critical than the criteria for overturning. Prestressed anchors were required over a length of about 35 m.

The above criteria are considered to be quite conservative. In steep-sided canyons, it may be more reasonable to evaluate cross-sections taken perpendicular to the axis of the dam rather than perpendicular to the abutment contours and to give some credit to the passive anchor bars.

For details of a similar analysis at Sugarloaf (formerly Winneke) Dam, see Fig. 10 of Casinader and Stapledon, 1979.

### *Shiroro Dam*

The 110-m tall Shiroro CFRD, constructed in the early 1980s, is founded on granite and diorite. Locally, deeply weathered zones, poorly sorted deposits of boulders and sand, and fault zones resulted in excavations to depths of a few meters to as much as 13 m below the plinth alignment. The resulting combined plinth and underlying concrete block was constructed with a vertical upstream face and a steeply inclined downstream face that, in cross-section at some locations, approximated a square.

Use of the above criteria for overturning indicates large tensile stresses over most of the base. At some locations, the resultant of all forces falls close to the downstream edge of the toe block. The height and shape of the toe block was probably the major cause of the compression failures in the face slab at locations above the perimeter joint. Other factors that are believed to have contributed to the face slab cracks include local stress concentrations caused by the interaction between the flexible fill and the rigid foundation, steepness of the abutment slopes, and interaction between adjacent face slabs.

## **4.5. REINFORCEMENT, WATERSTOPS AND ANCHORS**

Current practice is to provide one layer of reinforcement in the plinth equal to 0.3% each way. The reinforcement is located 150 mm clear distance from the top surface. The purpose of the reinforcing is to reduce cracks to inconsequential hairline widths. Local steel reinforcement is provided to prevent spalling at the perimeter waterstop prior to reservoir filling. Subsequent to reservoir filling, the perimeter joint opens and offsets and the spalling load disappears. Additionally, with no lower layer of reinforcement, the rock and the concrete are more compatible in the event of slight movement of the foundation upon reservoir filling.

La pratique actuelle prévoit la construction d'une plinthe d'une longueur adaptée à la topographie et aux besoins de la construction. Les armatures sont continues dans les joints de construction; les lames d'étanchéité ne sont pas installées aux joints de construction.

Les barres d'ancrage sont choisies de façon arbitraire ; aucune analyse précise n'est réalisée pour déterminer leur dimension et leur espacement. Les barres d'ancrage assurent un bon contact avec les fondations. Trois rangées de barres d'un diamètre de 26 mm à une distance de 2 m centre à centre sont souvent indiquées dans les spécifications.

#### 4.6. RÉFÉRENCES

- AMAYA, F., and MARULANDA, A., "Golillas Dam-Design, Construction, and Performance", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 98-120.
- CASINADER, R. J. and STAPLEDON, D. H., "The Effect of Geology on the Treatment of the Dam – Foundation Interface of Sugarloaf Dam," *Proceedings, 13th ICOLD Congress on Large Dams*, Vol. 1, Q. 48-R. 32, 1979, pp. 591-619.
- CASINADER, R. J. and WATT, R. E., "Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project," *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 140-162.
- COOKE, J. B., "The Plinth of the CFRD Dam", *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- COOKE, J. B., "Design of Width of Plinth for the CFRD", *Memo No. 142*, January, 1997.
- COOKE, J. B., "CFRD Plinth Layout", *Memo No. 90, Revision*, July, 1999.
- COOKE, J. B., "Shiroro Leakage and Repair", *Memo No. 81, with Addendum*, October, 2000.
- HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., "Salvajina : A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation," *Water Power and Dam Construction*, Vol. 38, No. 6, June, 1986, pp. 18-24.
- ICOLD, "Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art", *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- LI, S. Y. *et al.*, "A Concrete-Faced Rockfill Dam Constructed on a Deeply Weathered Foundation (Reece, formerly Lower Pieman Dam)", *Proceedings, 17th ICOLD Congress*, Vienna, Q. 66, R. 85, 1991.
- MACHADO, B. P. *et al.*, "Pichi Picun Leufu - The First Modern CFRD in Argentina", *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Chinese Society of Hydroelectric Engineering and ICOLD, Beijing, 1993.

Current practice is to construct the plinth of any length as determined by topography and construction convenience. Reinforcement is continuous through the construction joints; waterstops are not provided at the construction joints.

The anchor bars are arbitrarily designed; no specific analysis is performed to select anchor spacing and size. The anchors assure good contact with the foundation. Three rows of 26 mm diameter bars at 2 m centers are commonly specified.

#### 4.6. REFERENCES

- AMAYA, F., and MARULANDA, A., “Golillas Dam-Design, Construction, and Performance”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp 98-120.
- CASINADER, R. J. and STAPLEDON, D. H., “The Effect of Geology on the Treatment of the Dam – Foundation Interface of Sugarloaf Dam,” *Proceedings, 13th ICOLD Congress on Large Dams*, Vol. 1, Q. 48-R. 32, 1979, pp. 591-619.
- CASINADER, R. J. and WATT, R. E., “Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project,” *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 140-162.
- COOKE, J. B., “The Plinth of the CFRD Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- COOKE, J. B., “Design of Width of Plinth for the CFRD”, *Memo No. 142*, January, 1997.
- COOKE, J. B., “CFRD Plinth Layout”, *Memo No. 90, Revision*, July, 1999.
- COOKE, J. B., “Shiroro Leakage and Repair”, *Memo No. 81, with Addendum*, October, 2000.
- HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., “Salvajina: A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation,” *Water Power and Dam Construction*, Vol. 38, No. 6, June, 1986, pp. 18-24.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- LI, S. Y. *et al.*, “A Concrete-Faced Rockfill Dam Constructed on a Deeply Weathered Foundation (Reece, formerly Lower Pieman Dam)”, *Proceedings, 17th ICOLD Congress*, Vienna, Q.66, R.85, 1991.
- MACHADO, B. P. *et al.*, “Pichi Picun Leufu - The First Modern CFRD in Argentina”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Chinese Society of Hydroelectric Engineering and ICOLD, Beijing, 1993.

- MARULANDA, A., PINTO, N. L. de S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Responding to the Demands of EPC Contracts”, *Water Power and Dam Construction*, August, 2002.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, Performance*, Cooke and Sherard, editors, ASCE, Detroit, October, 1985.
- SAN MARTIN, L., “Plinto en Granito Descompuesto y su Materializacion en el Embalse Corrales”, *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- SIERRA, J. M., “Concrete Face Dam Foundations”, De Mello Volume, Editor, Edgard Blucher, Sao Paulo, 1989.
- SOBRINHO, J. A., SARDINA, A. E., and FERNANDEZ, A. M., “ Barragem de Ita - Projeto e Construcao”, *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.

- MARULANDA, A., PINTO, N. L. de S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Responding to the Demands of EPC Contracts”, *Water Power and Dam Construction*, August, 2002.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, Performance*, Cooke and Sherard, editors, ASCE, Detroit, October, 1985.
- SAN MARTIN, L., “Plinto en Granito Descompuesto y su Materializacion en el Embalse Corrales”, *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- SIERRA, J. M., “Concrete Face Dam Foundations”, *De Mello Volume*, Editor, Edgard Bluchter, Sao Paulo, 1989.
- SOBRINHO, J. A., SARDINA, A. E., and FERNANDEZ, A. M., “ Barragem de Ita - Projeto e Construcao”, *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.

---

## 5. JOINT PÉRIMÉTRAL ET LAMES D'ÉTANCHÉITÉ

---

### 5.1. INTRODUCTION

Le joint périphéral relie la dalle du masque et la plinthe des barrages CFRD pour en compléter la barrière d'étanchéité amont. La principale fonction du joint périphéral consiste à préserver l'étanchéité de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à toute la charge du réservoir, tout en permettant les mouvements anticipés entre la plinthe et la dalle du masque. La plinthe est ancrée au rocher et elle est fixée sur place ou, dans certains cas, elle est construite sur des alluvions ayant une faible compressibilité. La dalle du masque repose sur le remblai en enrochement du barrage et elle se déplace et se déforme sous l'effet des déplacements du remblai sur lequel elle s'appuie. La Fig. 24 illustre les mouvements possibles de la dalle du masque par rapport à la plinthe, dans trois directions différentes : perpendiculairement au joint périphéral (ouverture), perpendiculairement à la dalle du masque (tassement) et parallèlement au joint périphéral (cisaillement). Les mouvements dans l'une ou l'autre de ces directions éloignent la dalle de la plinthe.

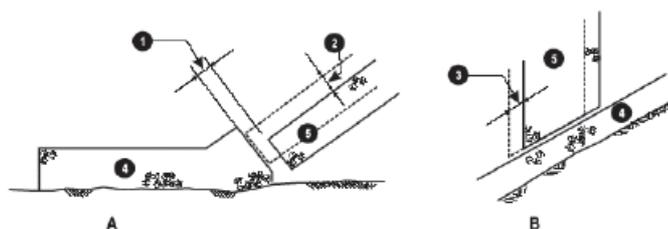


Fig. 24

Mouvements du joint périphéral de barrages CFRD  
(Pinto et Mori, 1988)

- |   |  |
|---|--|
| A | Section du joint périphéral              |
| B | Profil le long du joint périphéral       |
| 1 | Ouverture du joint                       |
| 2 | Tassement                                |
| 3 | Cisaillement le long du joint périphéral |
| 4 | Plinthe                                  |
| 5 | Dalle du masque                          |

Le Tableau 5 ci-dessous présente un survol des mouvements mesurés du joint périphéral de divers barrages CFRD modernes à enrochement compacté. Les mouvements totaux maximaux des joints périphéraux sur le plan du joint, calculés comme étant la racine carrée de la somme des carrés des mouvements parallèles au joint et des mouvements perpendiculaires au masque, sont mis en rapport avec la hauteur des barrages sur la Fig. 25. Il n'est pas étonnant de constater que le mouvement du joint tend à augmenter à mesure qu'augmente la hauteur du barrage, même si on observe une importante composante de variabilité et de dispersion. Les différences marquées dans les mouvements du joint périphéral des grands barrages CFRD sont étroitement liées à la diversité des matériaux formant les remblais, à leur mise en place et aux traitements réalisés à proximité du joint périphéral. Cet aspect est

---

## 5. PERIMETER JOINTS AND WATERSTOPS

---

### 5.1. INTRODUCTION

The perimeter joint connects the concrete face slab and the plinth of the CFRD to complete the upstream water barrier of the dam. The main function of the perimeter joint is to maintain a watertight seal against full reservoir load while allowing for anticipated movements between the plinth and face slabs. The plinth is anchored to rock and fixed in place or, in some instances, is founded on low-compressible alluvium. The face slab rests on the rockfill body of the dam, and will move and deform as the rockfill it rests on settles beneath it. Fig. 24 illustrates how the face slab can move relative to the plinth in three different directions: normal to the perimeter joint (opening), normal to the face slab (settlement), and parallel to the perimeter joint (shear). Movement in any of these directions separates the face slab from the plinth.

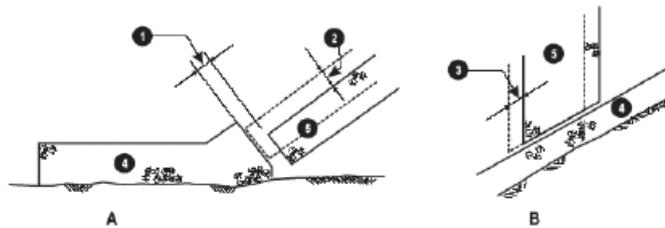


Fig. 24  
CFRD Perimeter Joint Movements  
(from Pinto and Mori, 1988)

- |   |                                 |
|---|---------------------------------|
| A | Section through perimeter joint |
| B | Profile along perimeter joint   |
| 1 | Opening of joint                |
| 2 | Settlement                      |
| 3 | Shear along perimeter joint     |
| 4 | Plinth                          |
| 5 | Face slab                       |

Table 5 below summarizes measured perimeter joint movements for several modern CFRDs of compacted rockfill. Maximum total perimeter joint movements in the plane of the joint, calculated as the square root of the sum of the squares of the movements normal to the joint and normal to the face, are plotted versus dam height in Fig. 25. As would be expected, there is a general trend of increasing joint movement with increasing dam height; however, there is a large amount of variability and scatter. The large variability in perimeter joint movements for higher CFRDs relates to variability in rockfill materials, placement, and treatment in the vicinity of the perimeter joint. This aspect is treated in greater detail in Chapter 8, Fill Materials. From examination of Fig. 25, it can be concluded that for well-constructed CFRDs, total perimeter joint movement can be expected to be under about 30 millimeters for

traité de manière plus approfondie dans le Chapitre 8, Matériaux de remblai. La Fig. 25 permet de conclure que pour un barrage CFRD bien construit, le mouvement total du joint périmétral devrait être inférieur à environ 30 mm pour les barrages d'une hauteur inférieure à environ 100 m. Dans le cas des barrages de plus de 100 m, le mouvement total du joint périmétral peut atteindre 100 mm ou plus.

Tableau 5  
Mouvement du joint périmétral

Barrage	Pays	Année d'achèvement	Hauteur, m	Type de roche	Mouvement du joint périmétral, mm			Source**
					O*	S*	T*	
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier	19	16	5	2
Tianshengqiao	Chine	1999	178	Calcaire et schiste argileux	16	23	7	6
Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	23	55	25	1
Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	9	19	15	1
Alto Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéenne-diorite	125	106	15	1
Xingo	Brésil	1994	140	Granite	30	34	-	2
Golillas	Colombie	1984	130	Gravier	100	36	-	1
Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	5	8	-	1
Cirata	Indonésie	1988	126	Andésite bréchique	10	5	8	7
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	30	>50	21	1
Reece	Australie	1986	122	Dolérite	7	70	-	1
Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	11	-	7	1
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnockite	2	20	5	1
Xibeikou	Chine	1991	95	Dolomite	14	25	5	4
Murchison	Australie	1982	89	Rhyolite	12	10	7	1
Sugarloaf	Australie	1982	85	Grès	9	19	24	1
Crotty	Australie	1991	83	Gravier	2	27	-	9
Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	5	20	3	1
Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	5	21	-	1
Chengbing	Chine	1989	75	Tuf volcanique	13	28	20	5
Pichi-Picun-Leufu	Argentine	1999	40	Gravier	2	12	1	3
Serpentine	Australie	1972	39	Quartzite	1,8	5,3	-	1,8
Paloona	Australie	1971	38	Chert argileux	0,5	5,5	-	1,8
Tullabardine	Australie	1982	26	Grauwacke	-	0,7	0,3	1,8

\* O = ouverture, normale au joint, S = déformation, normale à la dalle du masque, T = cisaillement, parallèle au joint

\*\* 1 CIGB, Bulletin 70 (1989) 5 Wu, Hongyi, 2000  
 2 Pinto et Marquez, 1998 6 Wu, G. Y. *et al.*, 2000  
 3 Marques, Machado *et al.*, 1999 7 Kashiwayanagi *et al.*, 2000  
 4 Peng, 2000 8 Fitzpatrick *et al.*, 1985  
 9 Knoop, B.P. 2002 (communication personnelle)

dams less than about 100 meters in height. For dams over 100 meters in height, total perimeter joint movements may be as high as 100 millimeters or greater.

Table 5  
Perimeter Joint Movement

Dam	Country	Year completed	Height, m	Rock type	Perimeter Joint Movement, mm			Data **
					O*	S*	T*	
Aguamilpa	Mexico	1993	187	Gravel	19	16	5	2
Tianshengqiao	China	1999	178	Limestone and mudstone	16	23	7	6
Foz do Areia	Brazil	1980	160	Basalt	23	55	25	1
Salvajina	Colombia	1984	148	Gravel	9	19	15	1
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140	Hornfels-Diorite	125	106	15	1
Xingo	Brazil	1994	140	Granite	30	34	–	2
Golillas	Colombia	1984	130	Gravel	100	36	–	1
Khao Laem	Thailand	1984	130	Limestone	5	8	–	1
Cirata	Indonesia	1988	126	Breccia-Andesite	10	5	8	7
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	30	>50	21	1
Reece	Australia	1986	122	Dolerite	7	70	–	1
Cethana	Australia	1971	110	Quartzite	11	–	7	1
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnokite	2	20	5	1
Xibeikou	China	1991	95	Dolomite	14	25	5	4
Murchison	Australia	1982	89	Rhyolite	12	10	7	1
Sugarloaf	Australia	1982	85	Sandstone	9	19	24	1
Crotty	Australia	1991	83	Gravel	2	27	–	9
Mackintosh	Australia	1981	75	Graywacke	5	20	3	1
Bastyan	Australia	1983	75	Graywacke	5	21	–	1
Chengbing	China	1989	75	Lava tuff	13	28	20	5
Pichi-Picun-Leufu	Argentina	1999	40	Gravel	2	12	1	3
Serpentine	Australia	1972	39	Quartzite	1.8	5.3	–	1,8
Paloona	Australia	1971	38	Argillaceous Chert	0.5	5.5	–	1,8
Tullabardine	Australia	1982	26	Greywacke	–	0.7	0.3	1,8

\* O = Opening, normal to joint, S = Settlement, normal to concrete face,  
T = Shear, parallel to joint

\*\* 1 ICOLD, Bulletin 70, 1989  
2 Pinto and Marquez, 1998  
3 Marques, Machado *et al.*, 1999  
4 Peng, 2000  
5 Wu, Hongyi, 2000  
6 Wu, G. Y. *et al.*, 2000  
7 Kashiwayanagi *et al.*, 2000  
8 Fitzpatrick *et al.*, 1985  
9 Knoop, B.P. 2002 (personal communication)

Compte tenu de la nécessité de préserver l'étanchéité de l'ouvrage tout en permettant ces mouvements, et de la hauteur de pression très élevée à laquelle le joint périmétral est soumis lorsque le réservoir est à pleine capacité, les concepteurs se sont penchés sur cet aspect avec une grande attention. En particulier, ils se sont attardés sur la conception des barrières d'étanchéité qui composent le joint périmétral. Les concepts utilisés pour la réalisation des joints périmétraux des barrages CFRD sont généralement intégrés dans la conception des joints de contraction verticaux de la dalle du masque.

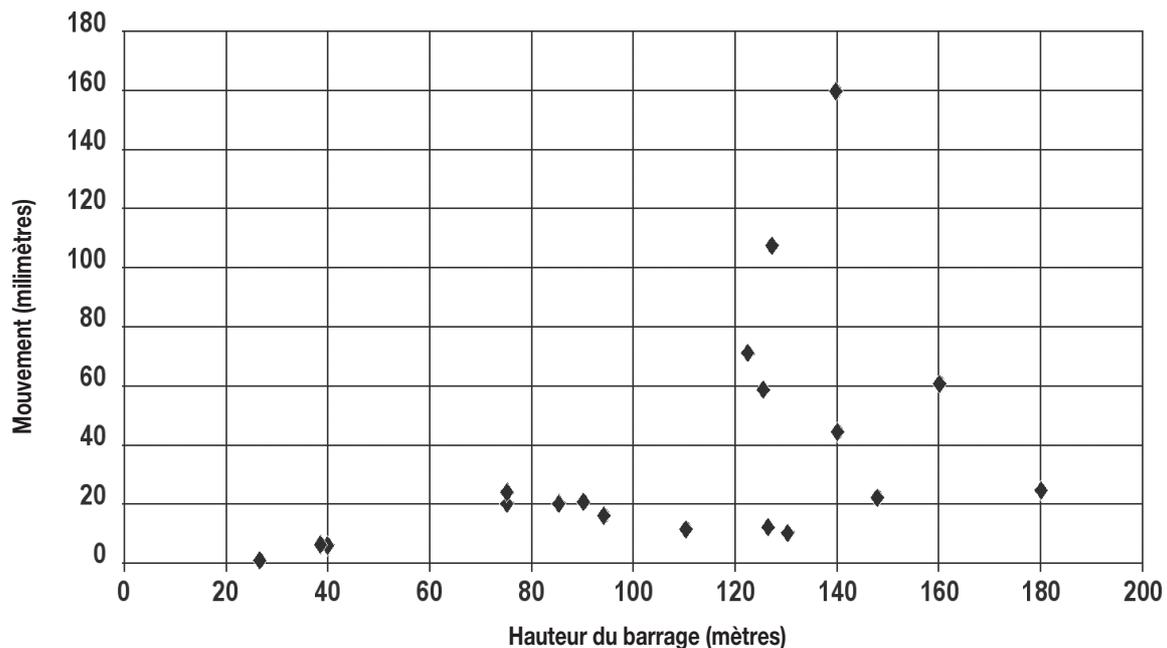


Fig. 25

Mouvements du joint périmétral par rapport à la hauteur du barrage

D      Hauteur du barrage (mètres)  
M      Mouvement (millimètres) =  $(O^2 + S^2)^{0.5}$  - voir Tableau 4

## 5.2. CONCEPTION DU JOINT PÉRIMÉTRAL

Les principes à la base de la conception du joint périmétral des barrages CFRD modernes sont relativement similaires d'un projet à l'autre; en revanche, les détails mis au point à partir de ces principes peuvent varier de façon notable.

### 5.2.1. Évolution des joints périmétraux

Dans leurs travaux de 1988, les auteurs Pinto et Mori présentent un survol de l'évolution du joint périmétral des barrages CFRD modernes à enrochement compacté depuis le barrage de Cethana en Australie, d'une hauteur de 110 m. Ce projet, terminé en 1971, représente le premier barrage CFRD à enrochement compacté d'une hauteur supérieure à 100 m. À l'époque, deux barrières d'étanchéité ont été utilisées pour créer

Due to the requirement to maintain a watertight seal while accommodating these movements, and the high pressure heads it can be subjected to under full reservoir load, the perimeter joint has received a great deal of attention by designers. This attention has focused primarily on design of the water-retaining barriers that form the perimeter joint. Design concepts used for CFRD perimeter joints are typically incorporated into the design of the vertical contraction joints of the CFRD face slabs as well.

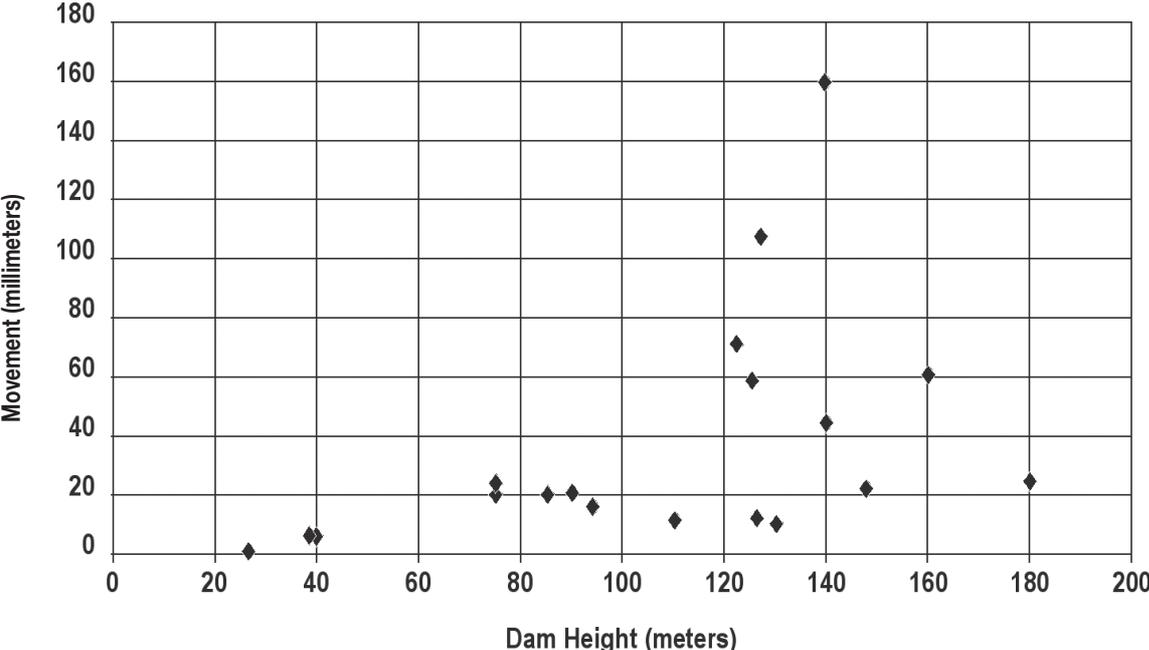


Fig. 25  
Perimeter Joint Movements vs. Dam Height

D Dam height (meters)  
M Movement (millimeters) =  $(O^2 + S^2)^{0.5}$  see table 4

**5.2. PERIMETER JOINT DESIGNS**

The basic design concepts used for modern CFRD perimeter joints are relatively similar from one project to the next; however, the details that are developed based on these concepts can vary substantially.

**5.2.1. Evolution of the Perimeter Joint**

Pinto and Mori (1988) summarized the evolution of the perimeter joint in modern CFRDs of compacted rockfill, starting with the 110-meter high Cethana Dam in Australia. Cethana Dam, completed in 1971, was the first compacted CFRD over 100 meters in height. Two water barriers were used to provide a watertight but flexible connection between the plinth and face slab under full reservoir load. A W-shaped

un raccord étanche et flexible entre la plinthe et la dalle du masque une fois le réservoir mis en eau. Une lame d'étanchéité de cuivre en forme de W a été utilisée à la base du joint, entre la dalle et la plinthe. La forme de la lame d'étanchéité a été choisie pour lui permettre de se déformer suivant l'ouverture du joint périmétral, sans se déchirer ni se rompre. Une lame d'étanchéité de caoutchouc a été placée au centre du joint. Le débit de percolation mesuré lors de la mise en eau du réservoir était de seulement 50 l/s, et il est passé à environ 10 l/s en cinq ans.

Étant donné le faible déplacement du joint d'étanchéité et le débit de percolation mesuré limité lors de la mise en eau du barrage de Cethana, une seule lame d'étanchéité en caoutchouc a été installée au centre du joint périmétral du barrage d'Alto Anchicaya en Colombie. Lorsque cet ouvrage de 140 m a été terminé, en 1974, et que le réservoir a été mis en eau, un débit de percolation de 1 800 l/s a été mesuré. Certains experts ont imputé ces fuites principalement à un manque d'adhérence entre la dalle de béton et la lame d'étanchéité de caoutchouc, ce qui aurait permis à l'eau de contourner la lame et de traverser le joint. D'autres ont attribué ces fuites aux pentes très marquées des appuis latéraux et à l'érosion survenue durant la construction, étant donné qu'il n'y avait aucune protection du matériau de la zone de support de la dalle. Une profonde érosion de ce matériau a été constatée le long du contact avec les appuis latéraux. D'autre part, le remblai n'étant pas adéquatement compacté, sa densité était insuffisante et, par conséquent, il était plus susceptible de se déformer. Dans le but de réduire les fuites le long du joint, le béton endommagé a été remplacé et une réserve de mastic pour le colmatage a été placée dans le joint ouvert. Le mastic a été couvert par un mélange de sable et de bitume renforcé par un treillis métallique et par de l'argile, et a été maintenu en place par des plaques d'acier. Les fuites ont ainsi été grandement réduites lorsque le réservoir a de nouveau été rempli, et le succès des travaux de réparation a été attribué à la performance du mastic de colmatage, parvenant à obstruer toute ouverture se formant entre la plinthe et la dalle du masque.

La conception du joint périmétral des grands barrages CFRD construits par la suite a intégré non seulement le système de lames d'étanchéité à deux barrières ayant fait ses preuves dans le barrage de Cethana, mais également la méthode de la réserve de mastic qui a contribué à contenir les fuites du joint périmétral du barrage d'Alto Anchicaya. Le barrage de Foz do Areia au Brésil, d'une hauteur de 160 m, a été le premier conçu avec un joint périmétral à trois barrières d'étanchéité. Considérant le bon comportement du joint périmétral de Foz do Areia, de nombreux grands barrages CFRD ont utilisé ce même concept à trois barrières par la suite. Le joint périmétral du barrage de Salvajina en Colombie, d'une hauteur de 148 m et terminé en 1984, est illustré à la Fig. 26.

copper waterstop was used at the bottom of the joint between the concrete face slab and plinth. The shape of the waterstop was selected so that it could deform as the perimeter joint opens without tearing or rupturing. A rubber waterstop was placed at the middle of the joint. Measured leakage upon first filling of the reservoir was limited to about 50 liters per second (l/s), and reduced to about 10 l/s within five years.

Due to the small joint displacements and minor leakage measured at Cethana Dam upon its completion, only one rubber waterstop was placed in the middle of the perimeter joint of the 140-meter high Alto Anchicaya Dam in Columbia. Upon its completion in 1974 and subsequent filling of the reservoir, a leakage rate of 1 800 l/s was recorded. Some investigators thought that a lack of sufficient bonding between the concrete slabs and the rubber waterstop allowed water to pass around the waterstop and through the joint, and that this condition may have been a primary cause of the leakage. For others, the main reason for the leakage was the very steep abutment and the erosion that occurred during construction, as there was no protection for the support zone. Deep erosion occurred along the contact with the abutments. The backfill material was not properly compacted, had insufficient density and, therefore, was more deformable. To help reduce leakage around the joint, damaged concrete was replaced, and a reservoir of mastic joint sealing material was placed in the open joint. The mastic was covered by a wire mesh reinforced sand-asphalt mixture and clay, and held in place by steel plates. Leakage was dramatically reduced upon refilling of the reservoir, and the success of the repair was attributed to the performance of mastic joint sealing material, which would fill any opening that formed between the plinth and face slab.

Perimeter joint designs for subsequent high CFRDs incorporated not only the two-barrier waterstop system successfully used for Cethana Dam, but also the mastic reservoir concept used to help successfully seal the perimeter joint of Alto Anchicaya Dam. The perimeter joint for the 160-meter high Foz do Areia Dam in Brazil was the first to use the three-barrier system. The successful performance of the perimeter joint of Foz do Areia has led to the use of this same three-barrier concept on many high CFRDs. The perimeter joint of the 148-meter high Salvajina Dam in Columbia, completed in 1984, is shown in Fig. 26.

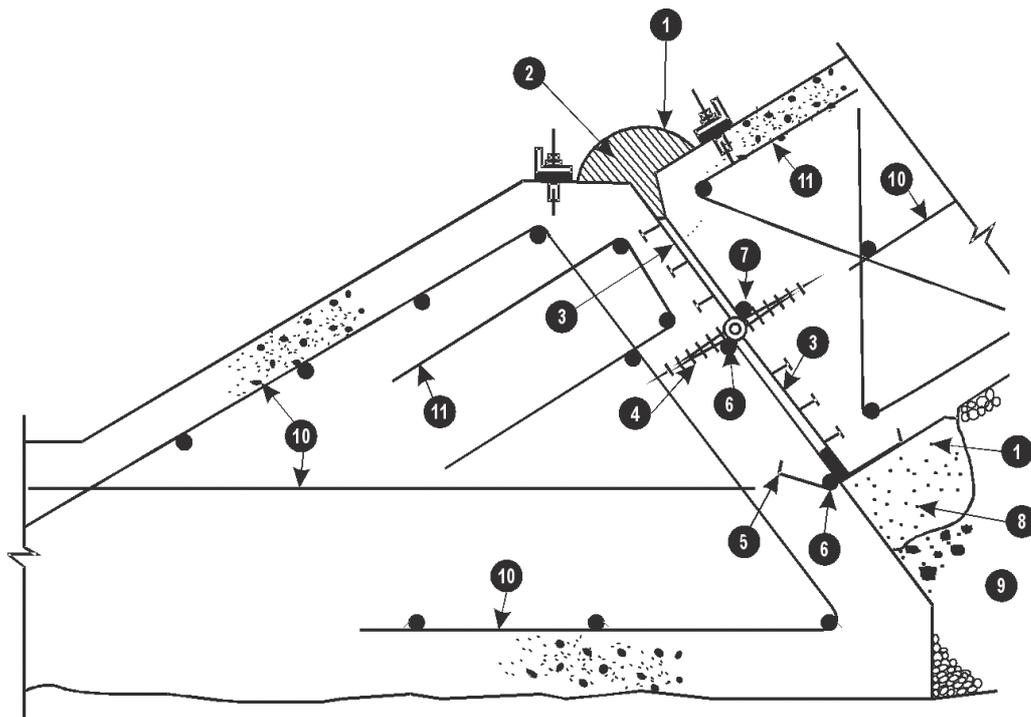


Fig. 26  
Joint périphérique du barrage Salvajina (CIGB, 1989)

- |    |                              |
|----|------------------------------|
| 1  | Membrane d'Hypalon           |
| 2  | Mastic de colmatage          |
| 3  | Cale en bois compressible    |
| 4  | Lame d'étanchéité en PVC     |
| 5  | Lame d'étanchéité en cuivre  |
| 6  | Cylindre en néoprène         |
| 7  | Cale en polystyrène expansé  |
| 8  | Mélange sable/asphalte       |
| 9  | Zone de filtre               |
| 10 | Armature d'acier             |
| 11 | Renforcement anti-éclatement |

### 5.2.2. Conception du joint périphérique de petits barrages CFRD

Même si depuis la construction du projet Foz do Areia, le système à trois barrières d'étanchéité est utilisé pour de nombreux barrages CFRD, sans égard à leur hauteur, on constate que certains barrages CFRD de moins de 100 m et que d'autres de plus de 100 m ont utilisé deux barrières d'étanchéité dans le joint périphérique, avec des résultats satisfaisants. Dans les barrages australiens de Mangrove Creek, d'une hauteur de 80 m, et de Boondooma, d'une hauteur de 63 m, le joint périphérique présente une lame d'étanchéité inférieure et une lame d'étanchéité de caoutchouc au centre, sans la barrière du haut qui est communément utilisée dans les grands barrages CFRD (Mackenzie et McDonald, 1985 et Rogers, 1985). Le barrage de Macagua au Venezuela, d'une hauteur de 22 m et le barrage CFRD d'une hauteur de 24 m du projet de centrale hydro-électrique de Keenleyside en Colombie-Britannique, au Canada, présentent tous deux un joint périphérique doté d'une lame d'étanchéité inférieure et d'une réserve de mastic à la surface du joint (Prusza *et al.*, 1985). Dans ces

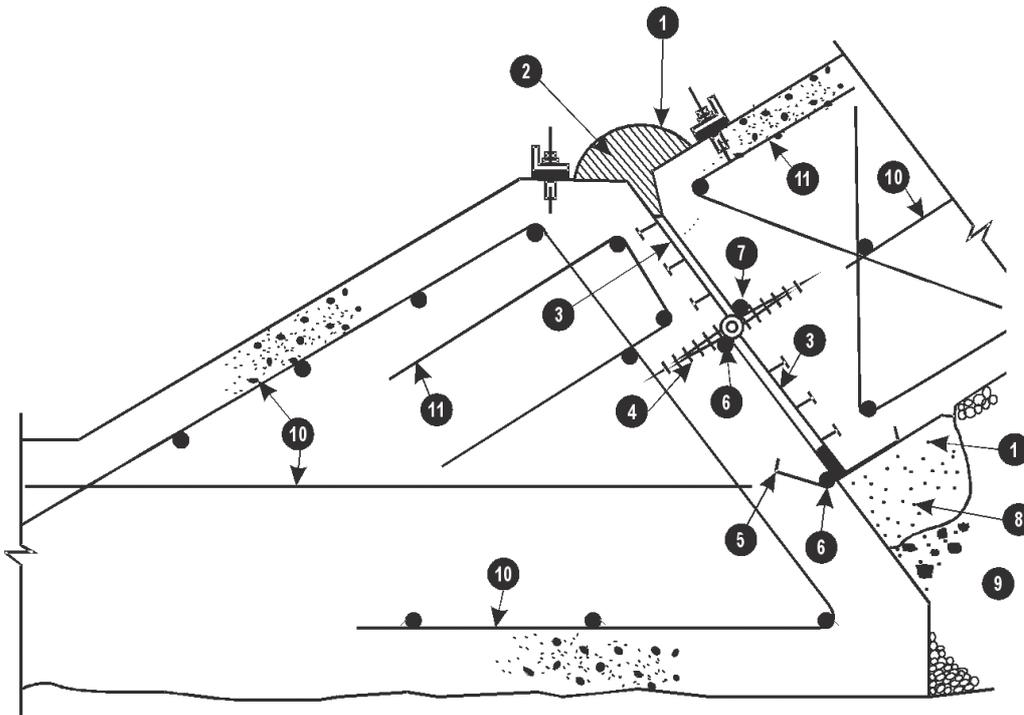


Fig. 26  
Perimeter Joint for Salvajina Dam (from ICOLD, 1989)

- |    |                             |
|----|-----------------------------|
| 1  | Hypalon band                |
| 2  | Mastic filler               |
| 3  | Compression wood filler     |
| 4  | PVC waterstop               |
| 5  | Copper waterstop            |
| 6  | Neoprene cylinder           |
| 7  | Styrofoam filler            |
| 8  | Sand-asphalt mixture        |
| 9  | Filter zone                 |
| 10 | Steel reinforcement         |
| 11 | Anti-spalling reinforcement |

### 5.2.2. Perimeter Joint Design for Low CFRDs

Although the three-barrier concept in use since Foz do Areia has been used for many CFRDs, regardless of height, CFRDs less than 100 meters in height and some that are more than 100 meters tall have successfully used only two barriers in the perimeter joint. The perimeter joints for the 80-meter high Mangrove Creek Dam in Australia and the 63-meter high Boondoma Dam in Australia both utilized bottom waterstops and middle rubber waterstops without the upper water barrier that is commonplace in high CFRDs (Mackenzie and McDonald, 1985 and Rogers, 1985). The perimeter joints for the 22 meter high Macagua Dam in Venezuela, and the 24 meter high CFRD for the Keenleyside Powerplant Project in British Columbia, Canada, both have a bottom waterstop and a reservoir of mastic at the joint surface (Prusza *et al.*, 1985). The middle rubber waterstop was eliminated. The Pescador dam in Colombia (43 m tall) and the Antamina Dam in Peru (135 m tall), also eliminated the middle rubber waterstop. Both dams used a copper waterstop at the bottom and

deux cas, la lame d'étanchéité de caoutchouc au centre a été omise. Le barrage Pescador en Colombie (hauteur de 43 m) et le barrage d'Antamina au Pérou (hauteur de 135 m) sont deux autres exemples d'ouvrages où on a abandonné la lame d'étanchéité de caoutchouc au centre. Ces deux barrages présentent une lame d'étanchéité de cuivre au bas et une réserve d'un matériau fortement érodable sur le dessus du joint. Le comportement de ces ouvrages est excellent, avec un débit de percolation inférieur à 3 l/s dans le cas du barrage Pescador et d'environ 1 l/s au barrage d'Antamina.

### 5.2.3. Conception du joint périmétral de très grands barrages CFRD

Actuellement, la construction de plusieurs barrages CFRD d'une hauteur supérieure à 200 m est prévue. Parmi ces projets, on compte notamment le barrage de 233 m de Shuibuya, en Chine. Ces barrages CFRD entrent dans la catégorie des très grands barrages, et la forte pression et la grande déformation que subira le joint périmétral de ces ouvrages doivent faire l'objet d'une attention minutieuse. Plusieurs études numériques et études sur modèle ont été réalisées en Chine afin de vérifier l'efficacité de diverses conceptions de joints périmétraux soumis à des conditions de fortes charges hydrauliques. Ces essais ont été réalisés principalement dans le cadre de la conception du barrage de Shuibuya. Ils se sont concentrés sur l'efficacité des fines pulvérulentes, des mastics et des lames d'étanchéité en cuivre pouvant servir de barrière d'étanchéité aux joints périmétraux soumis à de fortes charges hydrauliques. Certaines des principales conclusions préliminaires auxquelles les chercheurs participant aux études sont arrivés sont les suivantes :

1. Il est raisonnable d'avoir recours à des lames d'étanchéité en cuivre d'une épaisseur de 0,8 à 1,2 mm pour les barrages CFRD dont la hauteur varie de 100 à 234 m; une percolation se produit toutefois autour des lames d'étanchéité inférieures typiques en cuivre lorsque la pression s'élève à environ 1,5 MPa. Si la base de la lame d'étanchéité de cuivre en contact avec la plinthe ou avec la dalle du masque est traitée avec du mastic, la lame composite préserve son étanchéité à une pression de 2,5 MPa, avec une déformation de 10 mm (Jia *et al.*, 2000).
2. En ce qui concerne les barrières d'étanchéité supérieures en mastic, la composition du matériau est fondamentale, particulièrement si la charge est très élevée. En Chine, des mastics ont été élaborés pour fournir un joint étanche et tolérer une importante déformation (supérieure à environ 600 %) sans se briser ; ces mastics sont efficaces tant dans des conditions de température chaudes que froides et ils résistent à des hauteurs de charge supérieures à 200 m (Jia *et al.*, 2000 et Wangxijiong, 2000).
3. Des essais sur modèle, réalisés sur des prototypes de joints composés d'une lame d'étanchéité inférieure en cuivre ayant subi un traitement de mastic et d'une réserve de mastic couvert d'une membrane, ont permis d'obtenir des fuites mesurables minimales ou inexistantes à des pressions pouvant atteindre 2,5 MPa en présence d'ouvertures de joints atteignant 100 mm (Tan, 2000).
4. Il est possible d'utiliser des fines pulvérulentes au lieu du mastic comme barrière d'étanchéité supérieure, en guise de méthode de rechange pour colmater les joints périmétraux des barrages CFRD dont la hauteur dépasse 200 m (Ding *et al.*, 2000).

a reservoir of very erodable material on top of the joint. The dams have performed extremely well, leakage at Pescador Dam is less than 3 l/s, and leakage at Antamina Dam is about 1 l/s.

### **5.2.3. Perimeter Joint Design for Very High CFRDs**

Several CFRDs are currently planned that will exceed 200 meters in height, including the 233 meter high Shuibuya Dam in China. These CFRDs can be classified as very high dams, and the high pressures and deformations that the perimeter joints of these dams will be exposed to require close attention. Several numerical studies and model tests have been conducted in China to test the effectiveness of various perimeter joint design concepts under high head conditions. These studies have been conducted primarily in support of design efforts for the 233 meter high Shuibuya Dam proposed for construction in China, and have concentrated on the effectiveness of cohesionless fines, mastic materials, and copper waterstops as water barriers for perimeter joints under high heads. Some of the more important preliminary conclusions reached by the various researchers involved in these studies include the following:

1. Copper waterstops with a thickness on the order of 0.8 to 1.2 millimeters are reasonable for use on CFRDs between 100 and 234 meters in height; however, seepage is shown to occur around standard bottom copper waterstops under pressures of approximately 1.5 Mpa. When the base of the copper waterstop in contact with the plinth or face slab concrete is treated with mastic materials, the composite waterstop was shown to be watertight to a pressure of 2.5 Mpa with 10mm of deformation (Jia *et al.*, 2000).
2. For upper water barriers consisting of mastic, the composition of the mastic material is important, particularly at very high heads. In China, mastics have been developed that maintain a watertight seal and are capable of large extensions (greater than about 600%) without breaking at both high and low temperatures under heads exceeding 200 meters (Jia *et al.*, 2000 and Wangxijiong, 2000).
3. Model tests on prototype joints consisting of a copper bottom waterstop treated with mastic, and a membrane covered mastic reservoir, indicate little to no measurable leakage at pressures up to 2.5 Mpa and joint openings up to 100 millimeters (Tan, 2000).
4. Use of cohesionless fines in lieu of mastic as an upper water barrier is feasible as an alternative means for sealing perimeter joints of CFRDs greater than 200 meters in height (Ding *et al.*, 2000).

### 5.3. BARRIÈRES D'ÉTANCHÉITÉ INFÉRIEURES

La presque totalité des barrages CFRD construits après celui d'Alto Anchicaya intègrent une lame d'étanchéité en cuivre, en acier inoxydable ou parfois en PVC en guise de barrière d'étanchéité au bas du joint périmétral. La forme de base de cette lame d'étanchéité est illustrée à la Fig. 27. Elle est conçue pour s'adapter sans se rompre à toute déformation pouvant survenir entre la plinthe et la dalle du masque. On la décrit généralement comme étant en forme de W ou de F, selon si elle présente ou non deux languettes verticales.

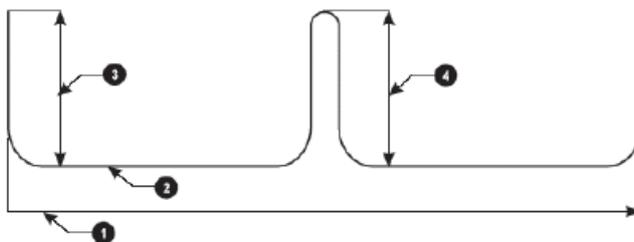


Fig. 27

Forme typique de la lame d'étanchéité inférieure

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Largeur de la base de la lame d'étanchéité (varie de 200 à 500 mm) |
| 2 | Épaisseur varie de 0,8 mm à 1,2 mm                                 |
| 3 | Languette verticale noyée dans le béton de la dalle du masque      |
| 4 | Nervure verticale au centre du joint périmétral                    |

#### 5.3.1. Forme et dimensions

Comme il est possible de le constater sur la Fig. 27, la forme de base de la lame d'étanchéité inférieure est conçue avec une section centrale relevée qu'on appelle nervure et qui permet à la lame de se déformer sans se déchirer lorsque surviennent les mouvements du joint périmétral. Les languettes sur un ou sur les deux côtés de la lame sont noyées dans le béton de la dalle du masque et dans la plinthe, et elles servent à prolonger le chemin de percolation autour de la lame d'étanchéité. Pour certains barrages CFRD, la lame est dépourvue de languette verticale ou encore celle-ci est plus courte dans la plinthe pour améliorer la mise en place des armatures, la mise en place du béton ainsi que sa consolidation.

La dimension des lames d'étanchéité inférieures varie légèrement d'un ouvrage à l'autre, et le choix de la dimension de la lame d'étanchéité doit se faire en fonction des mouvements prévus des joints et en fonction des exigences de la mise en place des armatures. La hauteur de la nervure centrale doit être suffisante pour permettre à la lame d'étanchéité de se déformer sans se rompre. Les languettes aux extrémités de la lame doivent être les plus hautes possibles sans nuire aux armatures dans la dalle du masque ou dans la plinthe. La largeur de la base de la lame d'étanchéité doit être suffisante pour permettre une mise en place et une consolidation adéquates du béton du joint périmétral. La largeur de la base de la plupart des lames d'étanchéité varie entre 250 et 500 mm.

#### 5.3.2. Lames d'étanchéité de métal

Pour les barrages CFRD de plus de 100 m, la lame d'étanchéité inférieure du joint périmétral est en cuivre ou encore en acier inoxydable. Le choix entre le cuivre ou

### 5.3. SLOWER WATER BARRIERS

Nearly all of the CFRDs constructed after Alto Anchicaya Dam have utilized a bottom waterstop of copper, stainless steel, or sometimes PVC as the lower water barrier in the perimeter joint. The basic shape of the bottom waterstop is shown in Figure 27, and it is designed to safely accommodate any deformation that may take place between the plinth and the face slab without rupturing. The shape is generally referred to as a W-shape or F-shape depending on whether both vertical tabs are present.

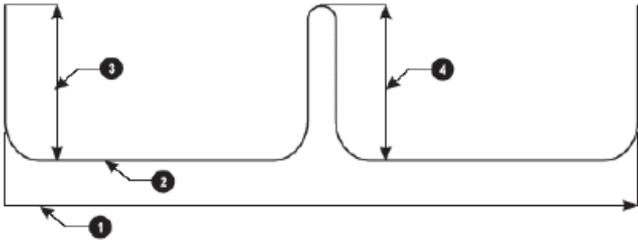


Fig. 27  
Typical Bottom Waterstop Shape

- 1 Base width of waterstop (varies from 200 mm to 500 mm)
- 2 Thickness varies from 0,8 mm to 1,2 mm
- 3 Vertical tab embedded in Plinth concrete
- 4 Vertical rib at center of perimeter joint

#### 5.3.1. Shapes and Sizes

As shown in Fig. 27, the basic shape of the bottom waterstop is designed with a high center section, or rib, to allow the waterstop to deform without tearing as movement of the perimeter joint occurs. The tabs on one or both sides of the waterstop are embedded into the concrete of the face slab and plinth, and serve to increase the seepage path around the waterstop. On some CFRDs the vertical tab is omitted or shortened in the plinth to permit better reinforcement placement, concrete placement and concrete consolidation.

Sizes of bottom waterstops vary somewhat from project to project, and the size of a waterstop selected for any one project should be based on anticipated joint movements and concrete and reinforcement placement requirements. The height of the center rib should be tall enough to allow the waterstop to deform without rupture. The height of the wings at either end of the waterstop should be as high as possible without interfering with reinforcement in the face slab or plinth. The base width of the bottom waterstop should be large enough to allow for proper placement and consolidation of concrete at the perimeter joint. Base widths for most bottom waterstops vary between about 250 and 500 millimeters.

#### 5.3.2. Metal Waterstops

For CFRDs above 100 meters in height, either copper or stainless steel waterstops are used for the bottom water barrier at the perimeter joint. The selection of copper

l'acier inoxydable se base généralement sur des critères comme la facilité de manipulation, la qualité de l'eau et le coût des matériaux. Il est plus facile de façonner et de souder le cuivre que l'acier inoxydable. En revanche, ce dernier offre une meilleure résistance à la corrosion et risque moins d'être endommagé en cours de construction. Le prix de l'acier inoxydable ou du cuivre varie considérablement selon l'emplacement du projet et d'autres facteurs économiques. Règle générale, l'épaisseur des feuilles de métal utilisées pour fabriquer les lames d'étanchéité de cuivre ou d'acier inoxydable varie de 0,8 à 1,2 mm. Des feuilles plus minces peuvent être utilisées pour les barrages CFRD d'une hauteur d'environ 100 m ou moins. Des feuilles plus épaisses sont recommandées pour les barrages CFRD d'une hauteur supérieure.

Les lames d'étanchéité en métal doivent faire l'objet d'une attention accrue durant la construction pour éviter qu'elles ne soient endommagées. Une surface d'appui en béton asphaltique ou en mortier est généralement construite pour fournir une surface uniforme sur laquelle poser la lame et éviter qu'elle ne soit perforée ou déchirée par des agrégats pointus dans la zone de soutien du masque. Le béton asphaltique offre en outre une certaine ductilité qui protège la lame d'étanchéité en cas de mouvement du joint. Une bande de feutre bitumineux ou de PVC est également utilisée pour amortir l'appui de la lame sur cette surface. La nervure au centre est garnie de néoprène ou de tampons de plastique expansé pour empêcher qu'elle ne soit écrasée par la pression du béton liquide ou encore par la pression de l'eau externe. Avant que le béton ne soit coulé, un coffrage en bois ou en acier est placé sur la portion de la lame d'étanchéité qui ressort de la plinthe pour éviter qu'elle ne soit endommagée pendant la mise en place de l'enrochement adjacent. Cette précaution revêt une importance qui mérite d'être soulignée. Trop souvent, les lames d'étanchéité de cuivre sont endommagées à cause de mauvaises pratiques de construction, et quand des dommages sont provoqués, les réparations s'avèrent souvent mal exécutées - si elles le sont.

Les lames d'étanchéité en cuivre et en acier inoxydable sont généralement formées de longues pièces continues afin de limiter les jonctions. Pour la construction du barrage de 145 m de Mohale au Lesotho, les lames d'étanchéité de cuivre ont été formées sur le site à mesure qu'elles étaient mises en place, à l'aide d'une machine conçue spécialement permettant une alimentation et un formage continus. Les soudures sont réalisées en superposant les sections de métal et en utilisant une électrode d'une grande fluidité garantissant une pénétration parfaite entre les sections (CIGB, 1989). Un essai à l'étincelle est réalisé pour vérifier la qualité des soudures.

### **5.3.3. Lames d'étanchéité en PVC**

Les lames d'étanchéité inférieures en PVC peuvent offrir divers avantages par rapport aux lames en cuivre ou en acier inoxydable lorsqu'elles sont utilisées ; toutefois, leur utilisation a été limitée dans le passé aux barrages CFRD de moins de 100 m. La Fig. 28 illustre la lame d'étanchéité inférieure en PVC utilisée pour l'un des deux barrages CFRD construits dans le cadre du projet Boondooma en Australie, d'une hauteur de 63 m. Des lames d'étanchéité inférieures en PVC ont également été utilisées aux barrages de Macagua et de Caruachi au Venezuela, ainsi que dans le cadre du projet hydroélectrique de Keenleyside en Colombie-Britannique.

or stainless steel is typically based on factors such as ease of handling, water quality, and material costs. Copper is more easily formed and welded than stainless steel. Stainless steel has greater corrosion resistance and less likely to be damaged during construction than copper. Prices for stainless steel or copper will vary greatly depending on the project location and other economic factors. The metal sheets used to fabricate copper or stainless steel waterstops are typically on the order of 0.8 to 1.2 millimeters thick. Thinner sheets can be used on CFRDs of about 100 meters in height or less. Thicker sheets are recommended for higher CFRDs.

Metal waterstops require special attention to prevent damage during construction. A pad of asphalt concrete or mortar is typically constructed under the waterstop to provide an even surface for placement of the waterstop, and to protect the waterstop from puncture or tearing due to sharp aggregates in the concrete face slab supporting zone. Use of asphalt concrete also provides a surface that has some ductility in order to protect the waterstop should joint movement occur. A strip of bituminous felt or PVC is also used to cushion the waterstop on the pad. The center rib is filled with neoprene or foam inserts to prevent the center section from being crushed under pressure from fluid concrete or external water pressure. A wood or steel box is placed over the portion of the waterstop protruding from the plinth prior to placement of the face slab concrete to protect it from damage during placement of adjacent rockfill materials. This point cannot be over-emphasized. All too often, damage to the copper waterstop has occurred because of poor construction practice. When damage occurs, a poor repair or no repair is often the result.

Copper and stainless steel waterstops are typically formed in long, continuous pieces to minimize field splices. At the 145-meter high Mohale Dam in Lesotho, copper waterstops were formed as they were placed on site using a specially designed, continuous feeding and forming machine. Field splices are made by overlapping successive sections, and welding using a high fluidity electrode to ensure full penetration between the overlapping sections (ICOLD 1989). Spark testing is used to check field splices for quality.

### **5.3.3. PVC Waterstops**

Bottom waterstops of PVC can offer several advantages over copper or stainless steel waterstops when they are used; however, their use has historically been limited to CFRDs lower than 100 meters in height. Fig. 28 shows the PVC bottom waterstop used for one of the two CFRDs constructed for the 63-meter high Boondooma Dam in Australia. PVC bottom waterstops have also been used at the Macagua and Caruachi dams in Venezuela and the Keenleyside Powerplant Project in British Columbia.

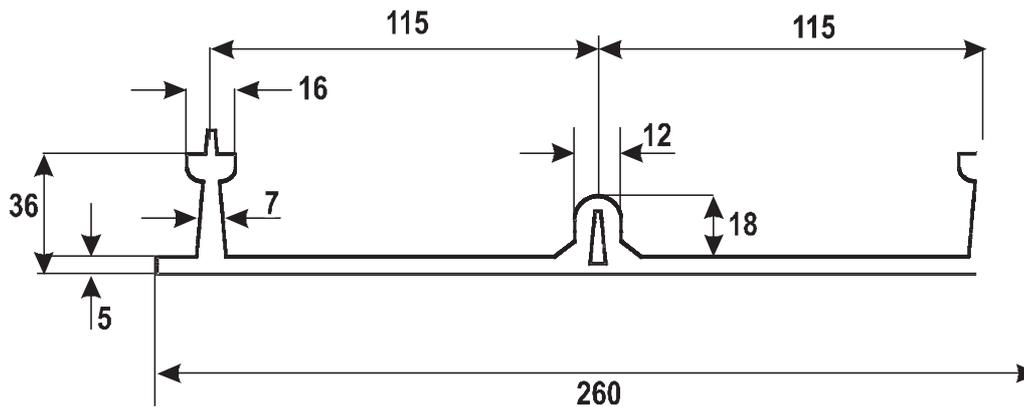


Fig. 28  
Lame d'étanchéité inférieure en PVC du barrage de Boondooma  
(Rogers, 1985)

Les lames d'étanchéité en PVC sont beaucoup plus épaisses que celles en cuivre ou en acier inoxydable, ce qui leur permet de résister à la pression lorsqu'ils sont soumis à toute la charge du réservoir. L'épaisseur des lames d'étanchéité en PVC peut varier de 5 mm pour les petits barrages à plus de 12 mm pour les grands barrages CFRD. Cette grande épaisseur peut simplifier la mise en place de la lame d'étanchéité et elle réduit les risques que la lame ne soit endommagée pendant la construction. Dans le cas du barrage CFRD du projet hydroélectrique de Keenleyside, une lame d'étanchéité de 12 mm a été utilisée en guise de barrière d'étanchéité inférieure. L'utilisation d'une lame d'étanchéité épaisse permet en outre d'éviter la réalisation d'une surface d'appui et la mise en place d'une bande de PVC ou de bitume habituellement requises pour les lames d'étanchéité en PVC plus minces ou pour celles en métal. De plus, l'épaisse section de PVC fait en sorte qu'il n'est pas nécessaire d'utiliser une protection pendant la mise en place du remblai adjacent. La partie saillante de la lame d'étanchéité est temporairement pliée vers le haut contre la plinthe pour mieux mettre en place et compacter la zone de soutien du masque sous la lame, au niveau du joint périmétral.

Tel qu'illustré à la Fig. 28, une fine languette est laissée au bas de la section centrale de la lame d'étanchéité pour préserver l'ouverture de la nervure centrale avant les mouvements du joint. Grâce à celle-ci, il n'est pas nécessaire d'installer les tampons qui sont en revanche requis pour les lames d'étanchéité en métal. Les bandes de lame d'étanchéité en PVC sont généralement assemblées par soudure bout à bout sur le terrain. Aucun matériel de soudage additionnel n'est requis pour l'assemblage des lames d'étanchéité en PVC.

#### 5.3.4. Lames d'étanchéité inférieures pendant la construction

Des madriers de bois et des cadres de métal sont souvent utilisés avant la construction de la dalle du masque, en guise de protection pour le joint périmétral et pour la partie saillante des lames d'étanchéité (Fig. 29).

#### 5.4. BARRIÈRES D'ÉTANCHÉITÉ CENTRALES

Les barrières d'étanchéité centrales des joints périmétraux sont composées de lames plates ou en forme d'haltères et sont faites en PVC ou en Hypalon, comme les lames utilisées pour la construction et pour la réalisation des joints de retrait des

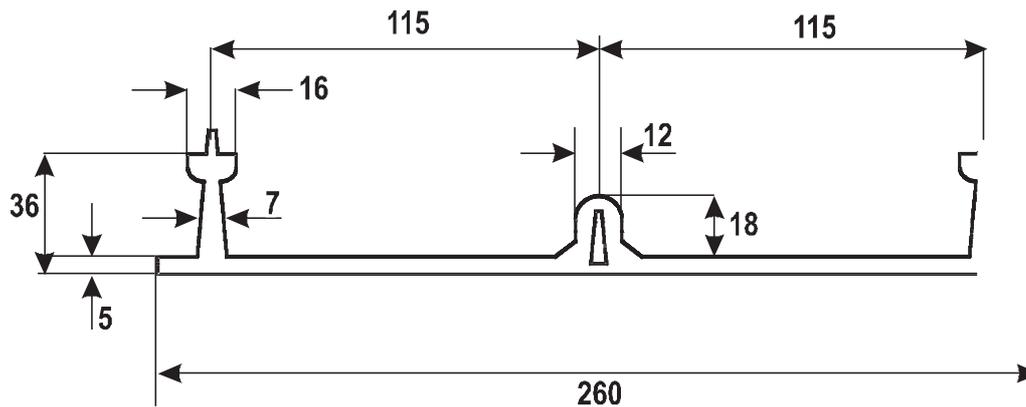


Fig. 28  
PVC Bottom Waterstop for Boondoma Dam  
(from Rogers, 1985)

PVC waterstops are substantially thicker than copper or stainless steel waterstops in order to resist pressures under full reservoir head. PVC waterstop thickness can range from 5 millimeters for low CFRDs to over 12 millimeters for higher CFRDs. The greater thickness can simplify placement of the waterstop during construction, and reduces the risk of damage during construction as well. For the CFRD at the Keenleyside Powerplant Project, a 12-millimeter thick PVC waterstop was used for the bottom water barrier. The thick waterstop allowed for the elimination of both the support pad and the PVC or bituminous cushion strip normally required for thinner PVC waterstops or metal waterstops. The thick PVC section also eliminated the need for a protective cover during placement of the adjacent rockfill. The protruding portion of the waterstop was temporarily bent upwards against the plinth to allow for placement and compaction of the face supporting zone beneath the waterstop at the perimeter joint.

As shown in Fig. 28, a thin tab is left in place along the bottom of the center section of the waterstop to help keep the center rib open and clear prior to joint movement. This eliminates the inserts that are required for metal waterstops. Sections of PVC waterstops are typically spliced in the field by butt-welding adjacent sections together. No additional welding materials are required for splicing of PVC waterstops.

#### 5.3.4. Bottom Waterstop during Construction

Many projects have used wood planking and steel frames to protect the perimeter joint and the protruding waterstops prior to construction of the face slab (Fig. 29).

### 5.4. MIDDLE WATER BARRIERS

Middle water barriers for perimeter joints consist of flat or dumbbell shaped PVC or Hypalon waterstops such as those used for construction and contraction joints in concrete hydraulic structures. Each end of the waterstop is embedded into the plinth



Fig. 29  
Madrins de bois utilisés pour protéger une lame d'étanchéité en cuivre

constructions d'ouvrages hydrauliques en béton. Chaque extrémité de la lame d'étanchéité est noyée dans le béton de la plinthe et de la dalle du masque. Les diverses formes des lames d'étanchéité centrales utilisées pour des barrages CFRD sont illustrées à la Fig. 30. Les lames d'étanchéité plates présentent généralement des rangées de nervures de chaque côté, les rendant plus solidaires du béton de la dalle du masque ou de la plinthe. Les lames d'étanchéité en forme d'haltère présentent des renflements solides à chaque extrémité remplissant la même fonction. Lorsque les lames d'étanchéité présentent un renflement au centre, celui-ci est vide. Celles-ci sont

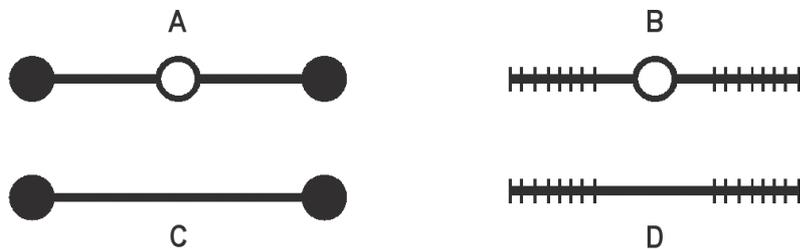


Fig. 30  
Formes typiques des lames d'étanchéité centrales (USACE, 1995)

- A      Lame d'étanchéité en forme d'haltère et à renflement au centre
- B      Lame d'étanchéité à renflement au centre avec nervures
- C      Lame d'étanchéité plate en forme d'haltère
- D      Lame d'étanchéité plate avec nervures



Fig. 29  
Wood Planking Protecting the Cooper Waterstop

and face slab concrete. Various shapes used as middle waterstops in CFRDs are shown in Fig. 30. Flat waterstops typically have rows of ribs along each side to provide for better mechanical interlocking with the face slab or plinth concrete. Dumbbell-shaped waterstops have solid core bulbs on either end for the same purpose. Center bulb waterstops include a hollow bulb at the middle of the waterstop. They are considered preferable to other middle waterstop shapes due to their ability to undergo greater deformation before tearing or rupturing. Additional measures are sometimes taken to protect middle waterstops from being cut by sharp concrete edges as the face slab

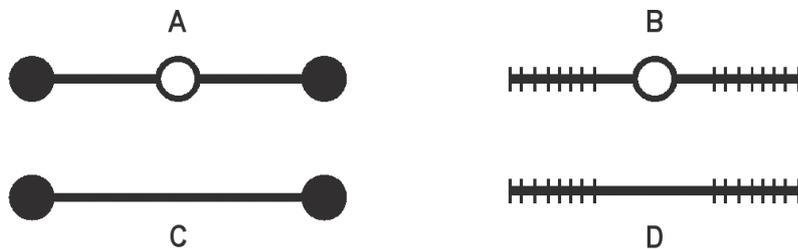


Fig. 30  
Typical Middle Waterstop Shapes (from USACE, 1995)

- A Center bulb waterstop with barbells
- B Center bulb waterstop with ribs
- C Flat waterstop with barbells
- D Flat waterstop with ribs

considérées préférables aux autres lames d'étanchéité centrales, étant donné leur capacité de tolérer une déformation majeure avant de se déchirer ou de se rompre. Des mesures supplémentaires sont parfois prises pour protéger les lames d'étanchéité centrales et éviter qu'elles ne soient coupées par des arêtes vives de béton lorsque la dalle du masque se déplace par rapport à la plinthe. Dans le barrage de 148 m de Salvajina, en Colombie, des cylindres de néoprène ont été placés aux coins de façon alternée afin de protéger la lame d'étanchéité centrale (CIGB, 1989).

Même si des lames d'étanchéité centrales de formes variées ont été utilisées avec de bons résultats dans la construction de grands barrages CFRD dans le passé, leur valeur a été remise en question. Tel qu'indiqué précédemment dans le présent chapitre, l'une des raisons mises en avant pour expliquer les fuites enregistrées lors de la mise en eau du barrage de Alto Anchicaya a été la mauvaise tenue de la lame d'étanchéité centrale en PVC. Cooke et Sherard (1987) avancent que les lames d'étanchéité ayant un renflement au centre pourraient se rompre sous la forte pression et les mouvements importants des joints au niveau du joint périmétral des grands barrages CFRD. Ils ajoutent également que l'emplacement de la lame d'étanchéité centrale pourrait empêcher une mise en place et une consolidation adéquates du béton au niveau du joint périmétral. Les essais réalisés pour évaluer le comportement des lames d'étanchéité centrales en PVC lors d'importants déplacements du joint, présentés par Pinto et Mori (1988), indiquent que ces lames d'étanchéité ont tendance à se rompre lorsque le déplacement est supérieur à environ 25 mm. En revanche, les essais réalisés sur les lames d'étanchéité ayant un renflement au centre présentés par Guiduci et ses collaborateurs (2000) révèlent qu'ils pourraient soutenir un déplacement atteignant 115 mm sans se rompre. Ainsi, si des lames d'étanchéité centrales sont utilisées en guise de barrière, celles présentant un renflement au centre sont recommandées.

## **5.5. BARRIÈRES D'ÉTANCHÉITÉ SUPÉRIEURES**

En général, pour les barrages CFRD de plus de 100 m, la barrière d'étanchéité supérieure est celle qui reçoit le plus d'attention de la part des concepteurs. Cette barrière est installée après la construction de la plinthe et de la partie inférieure de la dalle du masque, et elle offre la meilleure possibilité de doter le joint périmétral d'une barrière d'étanchéité fiable et résistante. Tel qu'indiqué précédemment, c'est dans le cadre des travaux de réparation apportés au joint périmétral du barrage d'Alto Anchicaya que ce type de barrière a été utilisé pour la première fois. Les bons résultats obtenus par l'ajout de mastic pour colmater les joints de cet ouvrage ont par la suite incité les concepteurs à adopter une réserve de mastic en guise de barrière d'étanchéité supérieure pour de nombreux grands barrages CFRD. D'autres concepts de barrière d'étanchéité supérieure ont aussi été mis au point et intégrés avec succès dans des grands barrages CFRD ; le principe général consistant à prévoir une réserve d'un matériau permettant de colmater les vides créés lorsque la dalle du masque se sépare de la plinthe reste cependant le même.

### **5.5.1. Mastic de remplissage**

L'application d'un mastic servant à remplir les joints en guise de barrière d'étanchéité supérieure du joint périmétral est une pratique usuelle et répandue. La technique la plus répandue consiste à former une réserve de mastic sur le dessus du joint périmétral, en taillant en chanfrein le dessus de la plinthe et de la dalle du

offsets from the plinth. At 148-meter high Salvajina Dam in Columbia, neoprene cylinders were placed at alternate corners to protect the middle waterstop (ICOLD, 1989).

Although middle waterstops of several different shapes have been used successfully on high CFRDs in the past, the value of these waterstops has been questioned. As discussed earlier in this chapter, one of the reasons given for the leakage recorded during the initial filling of Alto Anchicaya was poor performance of the middle PVC waterstop. Cooke and Sherard (1987) question whether middle bulb waterstops may rupture under the high pressures and large joint movements experienced at the perimeter joints of high CFRDs, and also question whether the location of the middle waterstop can impair proper placement and consolidation of concrete at the perimeter joint. Tests conducted to determine the performance of middle PVC waterstops under large joint displacements, reported by Pinto and Mori (1988), indicated that these waterstops tended to rupture after about 25 millimeters of displacement. However, tests on center bulb waterstops reported by Guiduci et al. (2000) showed that they could undergo up to 115 millimeters of displacement without rupturing. Thus, if middle waterstops are used as a water barrier, center bulb waterstop shapes are recommended.

## **5.5. UPPER WATER BARRIERS**

For CFRDs over 100 meters in height, the upper water barrier typically receives the most attention by designers. This water barrier is installed after the plinth and lower part of the face slab are constructed, and it provides the greatest opportunity to achieve a reliable and robust water barrier for the perimeter joint. As discussed previously, the first use of an upper water barrier was for the repair of the perimeter joint at Alto Anchicaya Dam. The successful application of mastic joint sealing materials at Alto Anchicaya resulted in the adoption of a reservoir of mastic as the upper water barrier for many future high CFRDs. Other upper water barrier concepts have been developed and successfully incorporated into high CFRDs as well; however, the general concept of providing a reservoir of joint sealing material to fill the gap left as the face slab separates from the plinth remains the same.

### **5.5.1. Mastic Joint Sealants**

The application of mastic as a joint sealant for the upper water barrier of the perimeter joint is common and widespread. The most common detail consists of forming a reservoir of mastic at the top of the perimeter joint by chamfering the top edges of the plinth and face slab. Mastic is then placed into the joint until it forms a

masque. Du mastic est alors placé dans le joint jusqu'à ce qu'il forme un monticule à la surface. Un recouvrement flexible et résistant, ancré de chaque côté de la plinthe et de la dalle du masque, est installé sur le mastic pour le protéger et faire en sorte que la pression de l'eau du réservoir soit appliquée de façon uniforme sur la surface du matériau. À mesure que le joint périmétral se déplace, le mastic est poussé à l'intérieur du joint par la pression du réservoir pour remplir le vide qui s'est créé, assurant ainsi l'étanchéité du joint. La Fig. 26 illustre en détail la réserve de mastic utilisée au barrage de Salvajina en Colombie.

Les résultats des essais réalisés pour vérifier l'efficacité du mastic utilisé en guise de barrière d'étanchéité supérieure indiquent qu'une attention particulière doit être accordée aux détails du joint de mastic, en commençant par une sélection judicieuse des matériaux utilisés. Le mastic est un produit composite contenant divers éléments qui influencent son ouvrabilité et son rendement. La principale composante du mastic est une base bitumineuse dont la fluidité augmente sous l'effet de la chaleur et qui se durcit lorsqu'elle se refroidit. Des adjuvants et des matières de charge sont utilisés pour augmenter la fluidité du mastic chaud et pour accroître ou réduire la déformabilité du mastic refroidi. Ainsi, dans les climats chauds, un type particulier de mastic peut s'avérer fortement déformable et peut même couler sous l'effet de son propre poids s'il n'est pas adéquatement mis en place et retenu dans le joint périmétral. Dans certains cas, le mastic a dû être armé à l'aide d'un grillage métallique pour empêcher qu'il ne s'écoule le long de la plinthe, à proximité des appuis ou des joints de compression de la dalle du masque. Dans les climats caractérisés par d'importantes fluctuations de température et dans les climats froids, la composition du mastic sélectionnée doit préserver ses caractéristiques de déformabilité largement sous le point de congélation. Pour un rendement acceptable, le mastic doit être suffisamment visqueux pour s'écouler dans le joint périmétral lors des mouvements, tout en étant suffisamment fort et élastique pour ne pas se briser ou se séparer lorsqu'il est soumis à de fortes pressions. Le mastic peut aussi devenir cassant, se fissurer et se séparer du béton du joint périmétral, ce qui enraye son efficacité en guise de matériau d'étanchéité. Au barrage de Golillas en Colombie, par exemple, le mastic est devenu cassant et s'est fissuré. Le réservoir était demeuré vide pendant environ quatre ans après la construction du projet, parce que la galerie servant à acheminer l'eau à la ville de Bogotá n'avait pas été complétée. L'exposition aux intempéries pendant plusieurs années à une altitude de plus 3 000 m a alors fait en sorte que la majeure part du mastic est devenue cassante et n'a pas offert de résistance lors de la mise en eau du réservoir. Le mauvais rendement des mastics lors des essais en laboratoire dont font état Pinto et Mori (1988) s'explique peut-être avant tout par l'utilisation d'un matériau présentant de mauvaises propriétés. Les mastics recommandés sont ceux dont la déformabilité, sous forme de pourcentage, peut s'exprimer par plusieurs centaines et ce, dans une fourchette étendue de températures.

Il existe plusieurs techniques diverses pour mettre en place le mastic sur le joint périmétral. Une méthode couramment utilisée consiste à chauffer le mastic en gâchées à une température permettant de le façonner aisément, puis à l'étendre en couches dans le joint de béton préparé. Lorsque cette méthode est utilisée, la température du mastic doit être suffisamment élevée pour que chaque couche successive soit adéquatement encollée à la couche précédente. Dans le cas contraire, des plans faibles ou des formes de stratification risquent d'apparaître dans le mastic et ainsi nuire à son efficacité. Des formes de mastic préalablement façonnées, qu'on appelle aussi rondins, peuvent également être utilisées. Celles-ci peuvent être livrées prêtes à l'utilisation

mound above the surface of the joint. A flexible and durable covering, anchored at each side to the plinth and the face slab, is placed over the mounded mastic to protect it and so that the water pressure from the dam reservoir can be applied evenly over the surface of the material. As movement of the perimeter joint occurs, the mastic is forced into the joint under the pressure of the reservoir to fill the gap that forms, thus maintaining a seal against leakage through the joint. Fig. 26 shows the mastic reservoir detail used at Salvajina Dam in Colombia.

Results of tests conducted on the effectiveness of mastic as an upper water barrier indicate that appropriate attention must be paid to the mastic joint detail, beginning with the proper selection of the mastic materials to be used. Mastic is a compound material containing several components that affect its workability and performance as a joint sealing material. The main component of mastic is a bitumen base that increases in fluidity as it is heated, and hardens when cooled. Additives and fillers are used to increase the fluidity of hot mastic, as well as to increase or decrease the deformability of the mastic after it has cooled. Thus, in high temperature environments, a particular type of mastic may be highly deformable and may even flow under its own weight if not carefully placed and secured in the perimeter joint. In some instances mastic placed over perimeter joints has been reinforced with wire mesh to prevent it from flowing down sloping plinths near the abutments or face slab contraction joints. In environments where the temperature may fluctuate widely, and in colder regions, care must be taken to select a mastic composition that maintains its deformable characteristics at temperatures far below freezing. For acceptable performance, mastic materials should be viscous enough to flow into the perimeter joint when movement occurs, but be sufficiently strong and elastic so that it does not break down or separate under high pressures. Mastic can become brittle, crack and separate from the concrete in the perimeter joint, eliminating its effectiveness as a joint sealing material. Golillas, in Colombia, is an example of mastic materials that became brittle and cracked. The reservoir was not filled for about four years after construction because the tunnel to convey water to the city of Bogotá was not finished. Because of exposure to weather over several years and being at an altitude of about 3000 m, most of the mastic material became brittle and did not provide a defense during the initial filling. The poor performance of mastic materials in laboratory tests reported by Pinto and Mori (1988) may have been the result of poor mastic properties above any other factors. Mastics that provide several hundred percent extension under a wide range of temperatures are recommended.

Mastic is placed in the perimeter joint using several different techniques. A common method is to heat mastic in batches to a temperature such that it can be easily formed and spread in layers in the prepared concrete joint. The temperature of the mastic must be high enough so that each successive layer is properly bonded to the previously applied layer when applied in this fashion. Otherwise weak planes or laminations may form in the mastic, eliminating its effectiveness. Pre-formed lengths of mastic, or logs, can also be used, either supplied in a usable form directly from the mastic supplier or made onsite. Pre-formed logs have some advantages over hot-applied mastic, including ease of placement in the perimeter joint and greater material

par le fournisseur, ou encore être formées sur place. Ces rondins présentent certains avantages par rapport à l'application de mastic à chaud, notamment la facilité avec laquelle ils sont mis en place dans le joint périmétral et la meilleure maîtrise de la qualité du matériau. Les formes de mastic sont placées directement dans le joint préparé. Les mastics mélangés en usine, en milieu contrôlé, ou encore dans une installation adéquate sur le terrain, présenteront une composition plus uniforme et seront de meilleure qualité que les mastics préparés sur le terrain, tout juste avant leur application. Pour unir les rondins préformés de mastic (dont la longueur varie habituellement de 1 à 1,5 m lorsqu'ils sont préparés par le fournisseur), on chauffe chaque extrémité, après quoi on les presse ensemble. Des rondins de mastic préformés ont été utilisés dans les joints périmétraux du barrage CFRD du projet hydroélectrique de Keenleyside.

Il est important de nettoyer et de traiter soigneusement les surfaces de béton sur lesquelles le mastic sera appliqué. La pratique courante consiste à laver et à nettoyer soigneusement la surface de béton et à effectuer un traitement préalable de la surface en appliquant une couche de mastic chauffé. Les entreprises qui fournissent le mastic pour de telles applications prévoient des instructions pour un traitement préalable adéquat des surfaces de béton. Certains concepteurs indiquent qu'un tube de néoprène de petit diamètre (15 à 16 mm) doit être placé dans la rainure du joint avant l'application du mastic. Ce tube sert à éviter que le matériau ne s'infilte dans le joint avant qu'une ouverture suffisante n'apparaisse. Ce détail n'est toutefois pas considéré essentiel, à condition qu'une quantité suffisante de mastic soit prévue pour remplir complètement le joint à son ouverture.

Les mastics de colmatage doivent être adéquatement couverts et protégés pour leur permettre de former une barrière d'étanchéité supérieure durable. Même si on a utilisé avec de bons résultats des revêtements composés de membranes de PVC et même de matériaux servant à la fabrication de courroie transporteuse (Morris, 1985), l'Hypalon représente le matériau privilégié étant donné sa résistance au vieillissement et à l'ozone. Si on souhaite éviter l'utilisation de ce matériau, seuls les produits offrant une résistance exceptionnelle aux effets de l'ozone, au vieillissement et aux contraintes provenant du réservoir devraient être pris en considération. Le recouvrement devrait être suffisamment large pour couvrir le mastic et adopter une forme convexe vers le haut avec le mastic lorsqu'ils sont bloqués en place. Le revêtement ne devrait jamais être sous tension lorsque le joint s'ouvre et que le mastic est poussé dans le joint. Le revêtement est fixé au béton de la dalle du masque et de la plinthe soit par des cornières d'acier galvanisé ou du fer en bande galvanisé ancrés au béton à intervalles réguliers. Il est plus facile d'utiliser le fer en bande sur des surfaces de béton irrégulières, même si ce matériau doit être ancré à des intervalles plus rapprochés (Cooke et Sherard, 1987). Un fer en bande fixé à l'aide d'ancrages à coquilles expansibles pour béton, à intervalles de 400 mm centre à centre, a été utilisé pour le barrage CFRD du projet hydroélectrique de Keenleyside.

### **5.5.2. Étanchéification du joint par des fines pulvérulentes**

Dans leur article de 1988, Pinto et Mori proposent une solution de remplacement pour éviter le système de colmatage au mastic. Cette méthode consiste à remplacer la réserve de mastic recouvrant le joint périmétral par une zone de sable fin et de limon. La Fig. 31 illustre la méthode qu'ils proposent. Cette solution repose sur l'ajout d'une

quality control. Lengths of mastic are placed directly into the prepared joint. Mastic materials mixed in a factory-controlled environment, or at a suitable onsite facility, will be more uniform in composition and of a higher quality than mastics mixed in the field just prior to application. Preformed mastic logs (typically 1 to 1.5 meters long when ordered from the supplier) are joined by heating each end, and then pressing each end together. Preformed mastic logs were used in the perimeter joints of the CFRD of the Keenleyside Powerplant Project.

Careful cleaning and treatment of the concrete surfaces on which the mastic will be placed is important. Common practice is to carefully wash and clean the surface of the concrete, and pre-treat the surface with a coating of heated mastic prior to placement. Companies that supply mastic for such purposes provide instructions for proper pre-treatment of concrete surfaces. Some designers specify that a small diameter (15 to 16 millimeters) neoprene tube be placed in the groove of the joint before the mastic sealant is applied. The tube serves to prevent the mastic from flowing into the joint until a sufficiently wide gap has formed. Such a detail is not considered necessary; however, as long as enough mastic is provided to completely fill the joint as it opens.

Mastic joint sealants must be properly covered and protected in order to provide a long lasting upper water barrier. Although coverings consisting of PVC membranes, and even conveyor belting material (Morris, 1985), have been successfully used in the past, Hypalon has been the preferred covering material because of its resistance to weathering and ozone attack. Only materials that offer exceptional resistance to ozone deterioration, weathering and stresses from reservoir pressure should be considered if an alternative to Hypalon is desired. The covering should be wide enough to cover the mastic material, and should form a convex upward shape, along with the mastic, when secured in place. The covering will never be in tension when the joint opens and the mastic is forced into the joint. The covering is secured to the concrete of the face slab and plinth either by galvanized rigid steel angles or galvanized flat bars anchored into the concrete at regular intervals. Flat bars are more convenient to use on rough concrete surfaces, but must be anchored at closer intervals (Cooke and Sherard, 1987). Flat bars anchored using concrete expansion anchors at 400 millimeter centers were used for the CFRD of the Keenleyside Powerplant Project.

### **5.5.2. Joint Sealing with Cohesionless Fines**

In their 1988 paper, Pinto and Mori proposed an alternative to the mastic joint sealant system. This alternative considers replacing the reservoir of mastic covering the perimeter joint with a zone of fine sand and silt. Fig. 31 shows their proposed alternative. The key to this alternative is the addition of a fine filter zone to the rockfill

zone à filtre fin dans le remblai, derrière le joint périphérique. À mesure que le joint périphérique bouge, le sable fin et le limon s'infiltreront dans l'espace qui se crée, tout en étant retenus par la zone à filtre fin derrière la dalle. Le joint colmaté par les fines limite les fuites s'écoulant du joint périphérique.

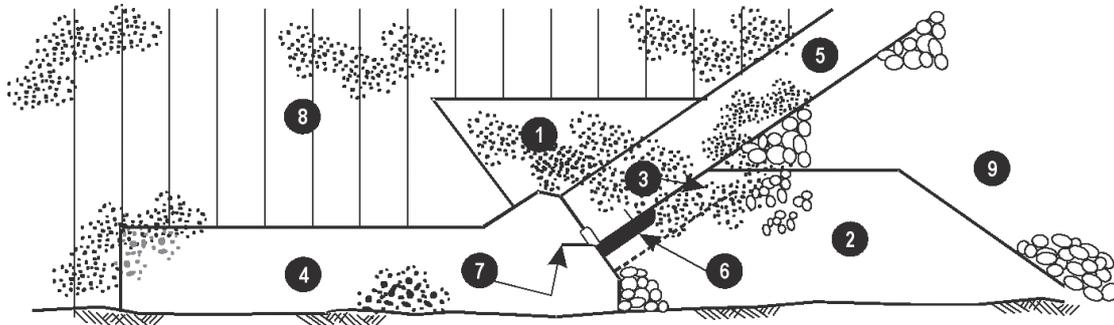


Fig. 31  
Barrière d'étanchéité amont à base de fines pulvérulentes  
(Pinto et Mori, 1988)

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Sable fin                              |
| 2 | Matériau filtrant                      |
| 3 | Matériau filtrant avec 5 % de ciment   |
| 4 | Dalle de départ                        |
| 5 | Dalle du masque                        |
| 6 | Appui en sable et en asphalte          |
| 7 | Lame d'étanchéité inférieure en cuivre |
| 8 | Remblai limoneux                       |
| 9 | Matériau de transition normal          |

Le barrage d'Aguamilpa au Mexique, d'une hauteur de 187 m, utilise le principe des fines pulvérulentes pour colmater le joint. Des cendres volantes y sont utilisées en guise de fines pulvérulentes (Gomez, 1999). Une réserve de cendres volantes a été placée à la surface du joint périphérique, protégé par un revêtement d'acier galvanisé. Les barrières d'étanchéité amont du barrage numéro 1 de Tianshengqiao, d'une hauteur de 178 m, et du barrage de Heiquan, d'une hauteur de 124 m, tous deux situés en Chine, ont également recours à une zone de cendres volantes en guise de fines pulvérulentes (Jiang et Zhao, 2000). Un concept similaire a été adopté pour le barrage de 145 m de Mohale, au Lesotho (Gratwick *et al.*, 2000).

Le barrage d'Antamina au Pérou et celui de Pescador en Colombie font aussi appel à cette méthode non seulement pour le joint périphérique, mais pour tous les joints de dilatation. Les fines pulvérulentes sont placées à l'intérieur d'un revêtement (une membrane) d'Hypalon qui est solidement fixé au béton. Aux deux barrages, la membrane a été placée sur un géotextile et fixée à l'aide d'une cornière d'acier ancrée dans le béton. En solidarissant ainsi l'ensemble, on empêche que les fines pulvérulentes ne soient emportées dans le cadre de l'exploitation du réservoir.

La bonne tenue des barrières d'étanchéité amont utilisant les fines pulvérulentes dépend d'une conception et d'une mise en place adéquate de la zone à filtre fin derrière le joint périphérique, ainsi que d'une sélection judicieuse des fines utilisées. La granulométrie de la zone filtre placée derrière le joint périphérique doit être telle que les fines pulvérulentes ne seront pas emportées à travers le joint périphérique et dans le corps de l'enrochement du barrage. D'autres aspects de la conception et de la mise en

placed behind the perimeter joint. As movement of the perimeter joint occurs, the fine sand and silt is washed into the gap that forms but retained by the fine filter zone behind the slab. The fines clogged joint limits leakage through the perimeter joint.

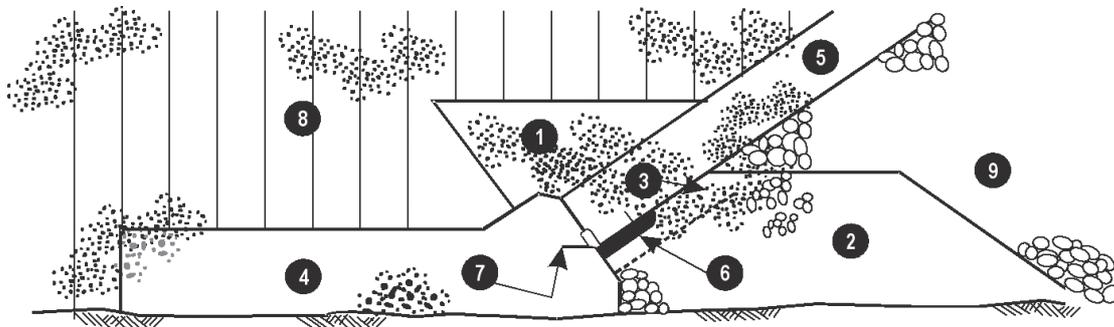


Fig. 31  
Upstream Water Barrier Using Cohesionless Fines  
(from Pinto and Mori, 1988)

- 1 Fine sand
- 2 Filter material
- 3 Filter material with 5 % cement
- 4 Toe slab
- 5 Face slab
- 6 Sand-asphalt pad
- 7 Copper bottom waterstop
- 8 Silty fill
- 9 Normal transition material

The 187-meter high Aguamilpa Dam in Mexico incorporated the cohesionless fines concept as a joint sealing material, utilizing fly ash for cohesionless fines (Gomez, 1999). A reservoir of fly ash was placed on the surface of the perimeter joint, protected by a galvanized steel cover. The upstream water barriers for the 178-meter high Tianshengqiao No. 1 Dam and the 124-meter high Heiquan Dam in China also use a zone of fly ash for the cohesionless fines (Jiang and Zhao, 2000). A similar concept was adopted for the 145-meter high Mohale Dam in Lesotho (Gratwick *et al.*, 2000).

The Antamina Dam in Peru and the Pescador Dam in Colombia have used this concept not only for the perimeter joint but also for all expansion joints. The cohesionless fines are placed inside a hypalon cover (membrane) that is securely attached to the concrete. At both dams, the membrane was placed on top of a geotextile and secured with a steel angle anchored to the concrete. This tight connection precluded the possibility of washing the cohesionless fines during the operation of the reservoir.

The key to the success of upstream water barriers using cohesionless fines is the proper design and placement of the fine filter zone behind the perimeter joint, and the proper selection of the cohesionless fines material to be used. The gradation of the fine filter zone placed behind the perimeter joint must be such that the cohesionless fines are not washed through the perimeter joint and into the rockfill body of the dam. Additional details for the design and placement of this zone are provided in Chapter 8,

place de cette zone sont abordés dans le Chapitre 8, Matériaux de remblai. Les fines pulvérulentes utilisées pour une telle barrière d'étanchéité amont doivent contenir suffisamment de particules fines (taille du limon ou inférieure) pour fournir une barrière de faible perméabilité à l'écoulement provenant du réservoir. En outre, elles ne doivent pas posséder de propriétés cohérentes risquant d'empêcher l'érosion du matériau dans le joint périmétral. En raison de leur finesse et de leurs propriétés non cohérentes, les cendres volantes représentent un matériau qui se prête particulièrement bien à cette fonction. En revanche, un sable fin limoneux avec des fines non plastiques ou tout autre matériau fin et non cohérent devrait aussi être en mesure de remplir ce rôle.

Quel que soit le type de fines pulvérulentes utilisées, cette zone doit être protégée du réservoir ou durant la construction de manière adéquate. Une zone de protection en remblai, présente sur plusieurs des plus grands barrages CFRD, joue ce rôle jusqu'au sommet de la barrière d'étanchéité. Au-dessus de cette zone, une membrane semblable à celle utilisée pour les mastics devrait être utilisée afin de protéger les fines pulvérulentes. De plus amples détails au sujet de cette zone de protection sont également présentés au Chapitre 8, Matériaux de remblai.

Dans une correspondance privée, Casinader (2004) souligne qu'un remblai, relativement petit et constitué d'un matériau fin adjacent, a été construit tout le long de la plinthe des barrages de Sugarloaf et de Kotmale. Cette zone a pour fonction de remplacer la barrière d'étanchéité décrite précédemment qui aurait été plus massive, au pied du barrage dans la section de la vallée du barrage. Cette technique ne peut être mise en pratique dans les endroits où les appuis latéraux sont fortement inclinés.

### **5.5.3. Autres types de barrières d'étanchéité amont**

Si le mastic et les fines pulvérulentes représentent les méthodes les plus répandues pour former la barrière d'étanchéité des barrages CFRD toutes hauteurs confondues, il n'en demeure pas moins que d'autres concepts de barrières d'étanchéité supérieures ont été mis au point récemment. Une barrière similaire à une lame d'étanchéité a été élaborée pour le barrage d'Ita au Brésil. Sur ce barrage d'une hauteur de 125 m, la barrière est composée d'une lame d'étanchéité de forme triangulaire en néoprène ou en EPDM pouvant être insérée dans le joint entre la plinthe et la dalle du masque, ou encore dans les joints de retrait de la dalle du masque. Cette lame d'étanchéité est conçue pour prendre de l'expansion à mesure que le joint s'ouvre. C'est la force de la pression de l'eau du réservoir qui maintient cette lame en place dans le joint. Selon Mori et Sobrinho (1999), des essais ont été réalisés sur la nouvelle lame d'étanchéité et celle-ci a donné de bons résultats avec une hauteur d'eau pouvant atteindre 260 m et un mouvement du joint d'environ 60 mm. On remarque toutefois que la lame d'étanchéité a été utilisée en guise de barrière d'étanchéité amont seulement sur les joints de retrait verticaux. Une réserve de mastic a été utilisée en guise de barrière d'étanchéité amont du joint périmétral. Une méthode similaire a été adoptée au barrage de Machadinho, de 125 m, au Brésil (Mauro *et al.*, 1999).

Dans le but d'intégrer une lame d'étanchéité de caoutchouc dans le joint périmétral sans les complications associées aux lames d'étanchéité centrales, les concepteurs du barrage de 122 m de Quinshan en Chine ont créé une barrière d'étanchéité amont en caoutchouc ondulé qui s'étale dans l'ouverture entre la plinthe

Fill Materials. The cohesionless fines used for this upstream water barrier concept must contain enough fine particles (silt sizes or finer) to provide a low permeability barrier to flow from the reservoir, but must not have any cohesive properties that could prohibit the erosion of this material into the perimeter joint. Due to its fineness and non-cohesive properties, fly ash is a preferred material for this purpose. However, fine silty sand with non-plastic fines or any other fine, non-cohesive material should be able to perform this function as well.

Regardless of the type of cohesionless fines used, this zone must be adequately protected from the reservoir and during construction. An upstream, zoned earthfill buttress, a common feature on many of the higher CFRDs, serves this purpose up to the top of the buttress. Above the earthfill buttress zone, a membrane cover should be used to protect the cohesionless fine, similar to those used for mastic materials. Additional details of this upper earthfill buttress zone are also provided in Chapter 8, Fill Materials.

Casinader (private correspondence, 2004), reports that at Sugarloaf and Kotmale dams, a relatively small plinth backfill of a few meters of confining fine material was taken up the whole length of the plinth. This was used instead of a larger earthfill buttress at the toe of the dam within the valley section of the dam. Where abutments are steep, this technique is not practical.

### **5.5.3. Other Upstream Water Barriers**

Although upper water barriers utilizing mastic and cohesionless fines are the most common methods used on CFRDs of all heights, other concepts for upstream water barriers have been developed recently. A waterstop-type barrier was developed for the 125-meter high Ita Dam in Brazil, consisting of a triangular shaped neoprene or EPDM waterstop that can be wedged into the joint between the plinth and the face slab, or the vertical contraction joint between adjacent face slabs. The waterstop is designed so that it can expand as the joint opens. The force of the reservoir water pressure keeps the waterstop seated in the joint. According to test results reported by Mori and Sobrinho (1999), the new waterstop was successfully tested to static heads of up to 260 meters and about 60 millimeters of joint movement. It is noted; however, that the waterstop was used for the upstream water barrier at vertical contraction joints only. A mastic reservoir was used for the upstream water barrier in the perimeter joint. A similar concept was used for the 125-meter high Machadinho Dam in Brazil (Mauro *et al.*, 1999).

In an attempt to include a rubber waterstop at the perimeter joint, without the complications caused by middle rubber waterstops, designers of the 122-meter high Quinshan Dam in China included an upstream waterstop of corrugated rubber that spans the opening between the plinth and the face slab (Jia *et al.*, 2000). The rubber

et la dalle du masque (Jia *et al.*, 2000). La lame d'étanchéité de caoutchouc est boulonnée sur un côté ou sur l'autre du joint à des cornières en acier noyées dans le béton de la dalle et elle joue le même rôle que la lame d'étanchéité de PVC au centre utilisée pour d'autres grands barrages CFRD. Ce concept a également été envisagé pour le barrage de 233 m de Shuibuya en Chine (Jia *et al.*, 2000).

## 5.6. DÉTAILS ADDITIONNELS DU JOINT PÉRIMÉTRAL

Pendant la construction des barrages CFRD, la dalle du masque en béton se déforme et se déplace contre la plinthe à mesure que le remblai sous-jacent se tasse et se déforme. Cette déformation et ce mouvement peuvent provoquer une concentration des contraintes au niveau du joint périmétral qui risquent de provoquer l'éclatement du béton, ou encore d'altérer les barrières d'étanchéité du joint périmétral des grands CFRD. Pour empêcher que le joint périmétral ne soit endommagé en cours de construction, du bois compressible ou des panneaux d'asphalte sont généralement cloués sur le côté de la plinthe afin de fournir un coussin sur lequel la dalle du masque peut s'appuyer, tel que montré à la Fig. 26. Ce remplissage présente habituellement une épaisseur variant d'environ 12 à 20 mm et ne sert que pendant la construction. Des panneaux contreplaqués, des madriers de bois ou encore du carton comprimé imprégné d'asphalte sont généralement utilisés.

## 5.7. RÉFÉRENCES

- COOKE, J. B., "Table of CFRD Experience" *Memo* No.134, 1997.
- COOKE, J. B., "CFRD Perimeter Joint Waterstops" *Memo* No. 143, 1997.
- COOKE, J. B., "CFRD Vertical Joint Waterstops", *Memo* No. 147, 1997.
- COOKE, J. B., SHERARD, J. L., "Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design", *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 113, No. 10. American Society of Civil Engineers, October 1987.
- DING, L., ZHOU, X., YANG, K., CHAO, H., CUI, Y., "Research on the Siltation Self-Healing Watertight Structure for Super High CFRD," *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- FITZPATRICK, M. D., COLE, B. A., KINSTLER, F. L., and KNOOP, B. P., "Design of Concrete-faced Rockfill Dams", *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GOMEZ, G. M., "Concrete Face Behavior of Aguamilpa Dam", *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- GRATWICK, C., JOHANESSON, P., TOHLANG, S., TENTE, T., and MONAPATHI, N., "Mohale Dam, Lesotho", *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

waterstop is bolted on either side of the joint to steel angles embedded in the slab concrete, and is intended to perform the same function as the middle PVC waterstop used in other high CFRDs. This concept has also been considered for the 233-meter high Shuibuya Dam in China (Jia *et al.*, 2000).

## 5.6. ADDITIONAL PERIMETER JOINT DETAILS

During the construction of CFRDs, the concrete face slab will deform and move against the plinth as the underlying rockfill settles and deforms. This deformation and movement can cause stress concentrations at the perimeter joint, and may result in spalling of the concrete or damage to the water barriers in the perimeter joint of high CFRDs. To prevent damage to the perimeter joint during construction, compressible wood or asphalt board filler is typically nailed to the butt face of the plinth in order to provide a cushion on which the face slab can rest as shown in Fig. 26. The filler is usually about 12 to 20 millimeters in thickness, and only functions during CFRD construction. Plywood, wood planking, or asphalt impregnated press board are commonly used.

## 5.7. REFERENCES

- COOKE, J. B., "Table of CFRD Experience" Memo No.134, 1997.
- COOKE, J. B., "CFRD Perimeter Joint Waterstops" Memo No. 143, 1997.
- COOKE, J. B., "CFRD Vertical Joint Waterstops", Memo No. 147, 1997.
- COOKE, J. B., SHERARD, J. L., "Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design", *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 113, No. 10. American Society of Civil Engineers, October 1987.
- DING, L., ZHOU, X., YANG, K., CHAO, H., CUI, Y., "Research on the Siltation Self-Healing Watertight Structure for Super High CFRD," *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- FITZPATRICK, M. D., COLE, B. A., KINSTLER, F. L., and KNOOP, B. P., "Design of Concrete-faced Rockfill Dams", *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GOMEZ, G. M., "Concrete Face Behavior of Aguamilpa Dam", *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- GRATWICK, C., JOHANESSON, P., TOHLANG, S., TENDE, T., and MONAPATHI, N., "Mohale Dam, Lesotho", *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

- ICOLD, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- JIA, J., HAO, J., LU, X., QU, Y., XU, L., and CHEN, X., “New Surface Water Stop System Suitable to 100M-234M CFRD Perimeter Joint”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANG, G. and ZHAO, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANPING, T., “Integral Model Test and Research on SR Anti-seepage and Watertight Structures of Perimetric Joint for 230 m High Concrete Faced Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- KASHIWAYANAGI, M., KOIZUMI, S., ISHIMURA, Y., and KAKIAGE, H., “A Fundamental Study on the Face Slab Joint Behavior of the CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- KNOOPS, B. P., Personal Communication, April 2002.
- LIAO, R., XIONG, Z., ZHANG, Y., “Design of Water Stops at Peripheral Joint of Shuibuya Concrete Face Rockfill Dam in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- MACKENZIE, P. R., and MCDONALD, L. A., “Mangrove Creek Dam: Use of Soft Rock for Rockfill”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- MAURO, V., HUMES, C., LUZ, P. A. de C., and ALVES, A. J., “Machadinho HPP - Main Dam Design”, *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. de S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MORI, R. T. and SOBRINHO, J. A., “Application of a New Waterstop on the Concrete Face Slabs of Ita CFRD”, *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- MORRIS, M. M., “Design and Construction of Terror Lake Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985, pp. 362-378.

- ICOLD, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- JIA, J., HAO, J., LU, X., QU, Y., XU, L., and CHEN, X, “New Surface Water Stop System Suitable to 100M-234M CFRD Perimeter Joint”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANG, G. and ZHAO, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANPING, T., “Integral Model Test and Research on SR Anti-seepage and Watertight Structures of Perimetric Joint for 230 m High Concrete Faced Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- KASHIWAYANAGI, M., KOIZUMI, S., ISHIMURA, Y., and KAKIAGE, H., “A Fundamental Study on the Face Slab Joint Behavior of the CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- KNOOPS, B. P., Personal Communication, April 2002.
- LIAO, R., XIONG, Z., ZHANG, Y., “Design of Water Stops at Peripheral Joint of Shuibuya Concrete Face Rockfill Dam in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- MACKENZIE, P. R., and MCDONALD, L. A., “Mangrove Creek Dam: Use of Soft Rock for Rockfill”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- MAURO, V., HUMES, C., LUZ, P. A. DE C., and ALVES, A. J., “Machadinho HPP – Main Dam Design”, *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MORI, R. T. and SOBRINHO, J. A., “Application of a New Waterstop on the Concrete Face Slabs of Ita CFRD”, *Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- MORRIS, M. M., “Design and Construction of Terror Lake Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985, pp. 362-378.

- PINTO, N. L. de S., FILHO, P. L. M., and MAURER, E., “Foz do Areia Dam – Design, Construction, and Behavior”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- PINTO, N. L. de S. and MORI, R. T., “A New Concept of a Perimetric Joint for Concrete Face Rockfill Dams”, *Proceedings of the 16th Congress of the International Commission on Large Dams*, San Francisco, 1988, pp. 35-51.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., and LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- ROGERS, R. L., “Boondooma Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A., and HACELAS, J. E., “Design Features of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985, pp. 266-285.
- TAN, JIANPING, “Integral Model Test and Research on SR Anti-seepage and Watertight Structures of Perimetric Joint for 230 m High Concrete Faced Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- United States Army Corps of Engineers, Waterstops and Other Preformed Joint Materials for Civil Works Structures, EM 1110-2-2102, September 1995.
- WANGXIJIONG, D. L., “Key Technical Study for Shuibuya CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

- PINTO, N. L. DE S., FILHO, P. L. M., and MAURER, E., “Foz do Areia Dam – Design, Construction, and Behavior”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J.B. Cooke and J.L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- PINTO, N. L. DE S. and MORI, R. T., “A New Concept of a Perimetric Joint for Concrete Face Rockfill Dams”, *Proceedings of the 16th Congress of the International Commission on Large Dams*, San Francisco, 1988, pp. 35-51.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., and LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- ROGERS, R. L., “Boondoma Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A., and HANCELAS, J. E., “Design Features of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985, pp. 266-285.
- TAN, JIANPING, “Integral Model Test and Research on SR Anti-seepage and Watertight Structures of Perimetric Joint for 230 m High Concrete Faced Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- United States Army Corps of Engineers, Waterstops and Other Preformed Joint Materials for Civil Works Structures, EM 1110-2-2102, September 1995.
- WANGXIJIONG, D. L., “Key Technical Study for Shuibuya CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

---

## 6. DALLE DU MASQUE

---

La dalle en béton formant le masque constitue la principale barrière étanche des barrages CFRD ; elle s'appuie sur la zone de soutien sous-jacente composant le corps en remblai des barrages. La dalle du masque est entièrement soutenue par le remblai et elle est principalement soumise à des forces de compression sous la charge du réservoir, à l'exception de la partie située à proximité des appuis latéraux, où des contraintes de tension se produisent. Pour cette raison, les travaux de conception se sont particulièrement concentrés sur l'étanchéité de la dalle du masque et sur leur durabilité au cours des dernières années, plutôt que sur leur renforcement. Une attention accrue a été accordée à l'identification des fissures sur les dalles du masque et à leur maîtrise.

### 6.1. COMPORTEMENT DE LA DALLE DU MASQUE

Il est important d'avoir une bonne compréhension du comportement de la dalle du masque des barrages CFRD pour être en mesure de la concevoir de façon adéquate. Les travaux de Giudici et de ses collaborateurs (2000) offrent un survol de ce comportement à partir d'une évaluation des barrages CFRD dotés d'instruments d'auscultation en Australie. La Fig. 32, provenant de leur rapport, schématise le comportement général de la dalle soumise à la charge du réservoir.

La Fig. 32(A) représente la coupe transversale de la déformation de la dalle du masque des barrages CFRD soumise à la charge du réservoir. L'illustration permet de constater que la déformation de la dalle se modèle sur la déformation du remblai sous-jacent, composant le corps du barrage. Cette caractéristique met en lumière l'importance de la sélection, de la mise en place et du compactage des matériaux de remblai qui soutiennent la dalle ; en effet, ces opérations doivent être réalisées de façon adéquate afin d'éviter les déformations excessives et, du fait même, de limiter les fissures de la dalle du masque. Le Chapitre 8 traite plus en profondeur l'aspect des matériaux de remblai des barrages CFRD.

La Fig. 32(B) représente les mouvements de la surface de la dalle du masque ; elle révèle que les panneaux de la dalle se déplacent généralement vers le centre du barrage, s'éloignant des appuis latéraux. Ainsi, la plupart des panneaux de la dalle se trouvent généralement soumis à une compression, sauf à proximité des appuis latéraux.

La Fig. 32(C) illustre les mouvements de la dalle par rapport à la plinthe une fois soumise à la charge du réservoir. On y remarque que la dalle tend à s'écarter de la plinthe et à se tasser à mesure que le remblai sous-jacent subit une déformation sous l'effet de la charge du réservoir.

Dans son ensemble, la figure démontre que le bon comportement de la dalle du masque des barrages CFRD (pouvant être défini par le fait que la dalle offre une barrière raisonnablement étanche au réservoir) est fortement lié à d'autres facteurs qu'à la conception de la dalle même. C'est pourquoi la sélection de la dimension de la dalle et du type d'armature utilisé se fonde sur l'expérience, plutôt que sur des analyses rigoureuses.

---

## 6. FACE SLAB

---

The primary water barrier of the CFRD consists of concrete face slabs poured on underlying support zones of the rockfill body of the dam. The face slab is fully supported by the underlying rockfill, and is mostly in compression under reservoir loadings, except towards the dam abutments where tensile strains develop. Because of this, the design of face slabs in recent years has concentrated more on watertightness and durability than on strength design of the slabs, and increasing attention has been paid to identification and control of crack development in face slabs.

### 6.1. BEHAVIOR OF FACE SLABS

Understanding the behavior of face slabs is important for developing a proper design for CFRD face slabs. Giudici *et al.* (2000) summarized the behavior of CFRD face slabs based on their evaluation of instrumented CFRDs in Australia. Fig. 32, taken from their report, summarizes the general behavior of face slabs under reservoir loadings.

Fig. 32(A) illustrates the deformation of CFRD face slabs under reservoir loadings in cross-section. As shown in the figure, deformation of the CFRD face slab will conform to the deformation of the underlying rockfill body of the dam. This fact highlights the importance of proper selection, placement and compaction of the rockfill materials supporting the face slabs to limit excessive deformations and cracking in the face slabs. Additional discussion with respect to fill materials for CFRDs is provided in Chapter 8.

Fig. 32(B) shows movements in the plane of the face slabs. As shown in the figure, face slabs generally move towards the center of the dam and away from the dam abutments, highlighting the fact that most slabs are generally in compression, except at the abutments.

Fig. 32(C) shows the movement of the face slab relative to the plinth under reservoir loadings. As shown in the figure, the face slab will tend to move away from the plinth and settle as the underlying rockfill settles under reservoir loadings.

The figure as a whole illustrates that the successful performance of CFRD face slabs, in terms of providing a reasonably waterproof barrier to the reservoir, is highly dependent on factors other than the design of the face slab itself. In this respect the determination of face slab dimensions, and reinforcing is based on previous experience rather than rigorous analysis.

Des exemples récents indiquent toutefois qu'en se basant sur les projets précédents, on risque de voir apparaître des déformations du masque, des fissures de la dalle du masque et des débits de percolation élevés. Les expériences antérieures peuvent servir si, après une étude et une analyse du projet, il est possible de déterminer que le barrage se comportera comme les autres. Si on s'attend à ce que les déformations soient différentes, certains problèmes risquent de faire surface ; dans un tel cas, il est impératif de concevoir la dalle du masque en fonction du comportement prévu du barrage plutôt que d'un comportement idéal. De nombreux détails peuvent avoir une influence sur le comportement de la dalle. Par exemple, à proximité du joint périmétral, des armatures additionnelles devraient être ajoutées à la dalle en présence de certaines caractéristiques particulières des zones du remblai ou des fondations, si celles-ci risquent de provoquer une déformation irrégulière du masque, entraînant du fait même la fissuration de la dalle. Dans un tel cas, il faudrait remédier à ces caractéristiques particulières, ou encore le masque devrait faire l'objet d'un renforcement notable.

## 6.2 . DIMENSIONS DE LA DALLE DU MASQUE

La conception de la dalle du masque des barrages CFRD commence par la sélection de l'épaisseur de la dalle, de sa largeur et de l'emplacement des joints verticaux et horizontaux. En général, l'épaisseur de la dalle du masque est déterminée en fonction des expériences antérieures, de la hauteur du barrage et des dimensions

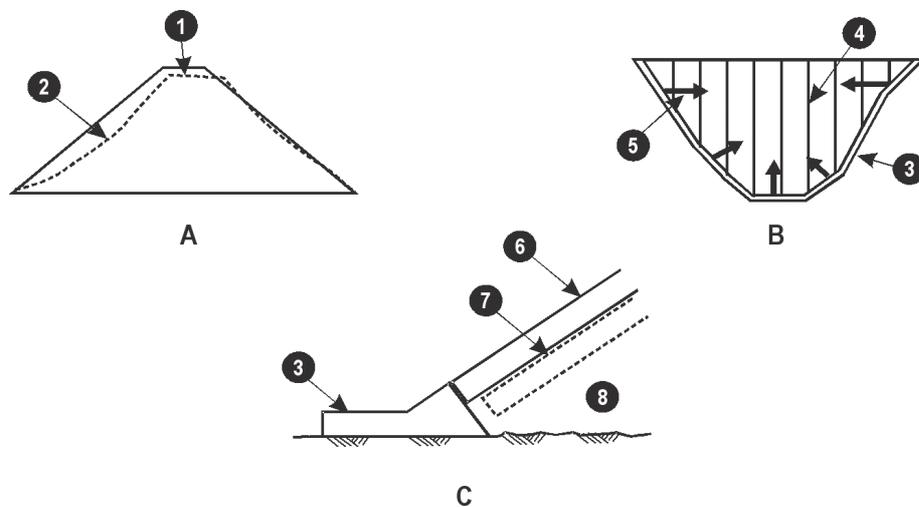


Fig. 32

Comportement du remblai et de la dalle du masque d'un barrage CFRD

- |   |   |
|---|---|
| A | Déformations du remblai sous la charge de l'eau                 |
| B | Mouvement sur le plan de la dalle du masque                     |
| C | Déplacement de la dalle du masque au niveau du joint périmétral |
| 1 | Tassement de la crête   |
| 2 | Déformation de la dalle du masque                               |
| 3 | Plinthe   |
| 4 | Joints de la dalle du masque                                    |
| 5 | Direction des mouvements  |
| 6 | Dalle du masque   |
| 7 | Position de la dalle du masque ayant subi la charge de l'eau    |
| 8 | Remblai   |

Recent case histories, however, indicate that following precedent can lead to face deformations, face slab cracking, and high rates of leakage. Precedent can be used if, after study and analysis, the dam is expected to behave as its precedent. If deformations are expected to be different, difficulties can develop and, in that case, it is imperative that the design of the face takes into account the expected behavior of the dam instead of an idealized one. Many small details can affect the behavior of the slab. For example, at locations close to the perimeter joint, additional reinforcement in the slab will be required if particular details exist in the embankment zoning or in the foundation that can lead to irregular face deformations and face slab cracking. Either the details are to be avoided or the slab should be heavily reinforced.

### 6.2. FACE SLAB DIMENSIONS

Design of CFRD face slabs begins with the selection of slab thickness, width and location of vertical and horizontal joints. Selection of face slab thickness is typically based on previous experience, height of the dam, and minimum dimensions for proper cover of reinforcement and placement of face slab concrete. Face slab widths are

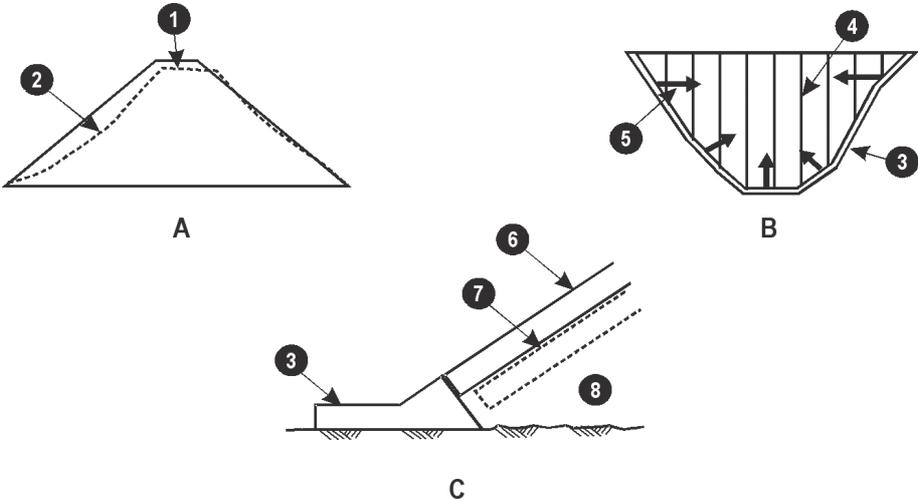


Fig. 32

CFRD Embankment and Face Slab Behavior

- A      Embankment deformations under water load
- B      Movements in plane of face slab
- C      Face displacement at perimetric joint
- 1      Crest settlement
- 2      Face settlement
- 3      Plinth
- 4      Face joints
- 5      Direction of movements
- 6      Face
- 7      Face position after water load
- 8      Rockfill

minimales requises pour couvrir adéquatement les armatures et mettre en place le béton de la dalle. La largeur de la dalle du masque est généralement dictée par les dimensions du matériel de coffrage coulissant et par la position des panneaux de la dalle par rapport aux appuis latéraux. En ce qui concerne les joints de construction verticaux, on détermine leur position et leur utilisation selon si on s'attend à ce que les panneaux adjacents bougent en se rapprochant ou en s'écartant les uns des autres durant l'exploitation du réservoir. La position des joints horizontaux est principalement déterminée par la longueur des coulées de béton et par la géométrie des panneaux de la dalle de départ.

### 6.2.1. Épaisseur de la dalle

Les barrages CFRD modernes sont soutenus par une couche de pierre concassée bien compactée et bien étalée, offrant un soutien continu sous la charge du réservoir. Cette caractéristique permet aux concepteurs de barrages CFRD d'avoir recours à des épaisseurs de dalle plus économiques. Les lignes directrices actuelles pour déterminer l'épaisseur de la dalle du masque des grands barrages CFRD en enrochement compacté prescrivent de  $0,3 + 0,002H$  (m) à  $0,3 + 0,004H$  (m) pour les barrages de plus de 100 m de hauteur. Dans cette formule, H représente la charge hydraulique au-dessus de la plinthe, en mètres. Les barrages CFRD complétés récemment ou actuellement en construction en Chine ont utilisé la formule  $0,3 + 0,003H$  (CIGB 2000). Pour les barrages CFRD de moins de 100 m, une épaisseur constante de 0,3 m est généralement utilisée. On remarque que des dalles plus minces ont été utilisées pour des barrages CFRD de moins d'environ 75 m avec de bons résultats. Les barrages de Mackintosh (75 m), de Bastayan (75 m) et de White Spur (45 m) présentent une dalle d'une épaisseur constante de 0,25 m, avec un épaissement au niveau du joint périmétral (CIGB 1989). Le barrage CFRD de Macaquá au Venezuela (Prusza *et al.*, 1985), d'une hauteur de 25 m, et celui du projet hydroélectrique de Keenleyside en Colombie-Britannique, d'une hauteur de 24 m, utilisent tous deux une épaisseur de dalle constante de 0,25 m, sans épaissement au niveau du joint périmétral. Le Tableau 6 résume les pratiques actuelles servant à déterminer l'épaisseur de la dalle du masque des barrages CFRD.

Tableau 6  
Épaisseur de la dalle du masque des barrages CFRD, pratiques actuelles

Charge hydraulique (H)	Épaisseur de la dalle du masque (t)
> 100 m	$0,3 \text{ m} + 0,002H^*$ à $0,3 \text{ m} + 0,004H^*$
50 m à 100 m	0,3 m
< 50 m	0,25 m

\* H = charge hydraulique au-dessus de la plinthe, en mètres

De la dalle d'une épaisseur inférieure à 0,25 m a été utilisée dans le passé ; c'est notamment le cas de la dalle de 0,2 m utilisée dans le barrage Canal Kootenay, d'une hauteur de 37 m, en Colombie-Britannique, au Canada. En déterminant l'épaisseur de la dalle du masque, on doit cependant préserver la capacité de mettre adéquatement en place le recouvrement en béton et les éléments encastrés requis, notamment les

typically controlled by the size of slip forming equipment and the location of the face slabs with respect to dam abutments. The location and use of vertical construction joints and vertical contraction joints depends on whether adjacent slabs are expected to move towards or away from each other under reservoir operation. The locations of horizontal joints are primarily controlled by the length of slab pours and by the geometry of starter slabs.

### 6.2.1. Slab Thickness

Modern CFRDs are supported by a well compacted, and well-graded layer of crushed rock that provides continuous support under reservoir loadings. This feature has provided CFRD designers the opportunity to use more economical face slab thicknesses. Current guidelines used for developing the thickness of face slabs for high CFRDs of compacted rockfill range from  $0.3 + 0.002H$  (m) to  $0.3 + 0.004H$  (m) for CFRDs over about 100 meters high, where H is the head of water above the plinth in meters. CFRDs recently completed or under construction in China have used  $0.3 + 0.003H$  (ICOLD 2000). For CFRDs under about 100 meters in height, a uniform slab thickness of 0.3 meters is typically used. Thinner slabs have been successfully used for CFRDs less than about 75 meters in height. Mackintosh (75 m), Bastayan (75 m) and White Spur (45 m) have a uniform face slab thickness of 0.25 m, with thickening at the perimeter joint (ICOLD 1989). The 25 meter high CFRD at Macaqua in Venezuela (Prusza *et al*, 1985) and the 24 meter high CFRD for the Keenleyside Powerplant Project in British Columbia both use a uniform face slab thickness of 0.25 meters with no thickening at the perimeter joint. Table 1 summarizes current practice for determining the thickness of face slabs for CFRDs.

Table 6  
CFRD Face Slab Thickness, Current Practice

Head of Water (H)	Face Slab Thickness (t)
> 100 m	$0.3 \text{ m} + 0.002H^*$ to $0.3 \text{ m} + 0.004H^*$
50 m to 100 m	0.3 m
< 50 m	0.25 m

\* H = Head of water above plinth in meters

Face slabs thinner than 0.25 meters have been used in the past, such as the 0.2 meter thick slabs of the 37-meter high Kootenay Canal in British Columbia, Canada. However, practical limits to face slab thickness include the ability to properly place concrete cover and embedment requirements for reinforcing bars and waterstops, and the impact of thinner face slabs on the overall quality and performance

barres d'armature et les lames d'étanchéité. Il faut également tenir compte des répercussions qu'aurait une dalle plus mince sur la qualité et sur le comportement dans l'ensemble du barrage CFRD construit. Il convient donc d'évaluer attentivement ces aspects avant d'opter pour une dalle plus mince.

Les auteurs Pinto (2001) et Materon (2002) avancent que pour les barrages d'une hauteur inférieure à 125 m, la formule  $t = 0,3 \text{ m} + 0,002H$  peut être utilisée. Pour les barrages surpassant 125 m, la formule  $t = 0,0045H$ , peut être utilisée si H est supérieur à 125 m. L'utilisation de cette formule limite le gradient hydraulique à travers la dalle à environ 225.

D'autres ingénieurs avancent que le gradient maximal à travers la dalle devrait être d'environ 200 (Casinader et Rome, 1988), ce qui permet de limiter les fuites à travers les petites fissures. Dans des correspondances privées, Casinader avance que le masque peut avoir une épaisseur de 0,30 m pour les barrages dont la charge hydraulique ne dépasse pas 67,5 m et que les modifications suivantes à la formule de Pinto peuvent être utilisées lorsque H est équivalent ou supérieur à 67,5 m :

$$t = 0,3 + (H-67,5)/225$$

où : t et H sont en mètres.

### **6.2.2. Largeur des panneaux**

La largeur des panneaux de la dalle du masque varie généralement de 12 à 18 m. La valeur plus courante est de 15 m. Les facteurs qui déterminent la largeur des panneaux de la dalle sont principalement associés à la largeur du matériel de coffrage coulissant et à la capacité du matériel de coulage du béton. Des panneaux plus étroits sont utilisés lorsqu'on souhaite la présence de joints verticaux en raison de changements de géométrie de la plinthe, de la topographie du rocher ou encore à proximité des appuis latéraux du barrage, où des mouvements plus importants risquent de se produire. Les panneaux d'une largeur supérieure à environ 18 m sont peu communs. Les panneaux plus larges présentent plus fréquemment des fissures de retrait.

### **6.2.3. Joints**

Le joint périmétral, les joints verticaux et les joints de construction horizontaux sont utilisés pour séparer les panneaux adjacents de la dalle du masque des barrages CFRD. Le joint périmétral sépare la plinthe de la dalle du masque. Les joints verticaux séparent les panneaux adjacents le long de l'axe du barrage. Les joints horizontaux séparent diverses coulées du même panneau ou encore séparent les panneaux de la dalle de départ de ceux de la dalle principale du masque. L'emplacement et la conception de chacun de ces joints varient en fonction de son rôle et de son importance pour la bonne tenue de la dalle du masque en tant que barrière étanche du barrage CFRD.

*Joint périmétral.* Le joint périmétral sépare la dalle du masque de la plinthe. Compte tenu de sa position et des mouvements qui se produisent au niveau de ce joint, celui-ci fait l'objet d'une attention particulière; il est traité en profondeur au Chapitre 5.

of the constructed CFRD. Such factors should be thoroughly evaluated before thinner face slabs are incorporated into design.

Pinto, 2001, and Materon, 2002, suggest that for dams up to 125 m, the formula,  $t = 0.3 \text{ m} + 0.002H$ , can be used. For dams higher than 125 m, the formula,  $t = 0.0045H$ , can be used for slab thickness where  $H$  exceeds 125 m. Use of this formula will limit the hydraulic gradient across the slab to about 225.

Other engineers suggest a maximum gradient across the slab of about 200 (Casinader and Rome, 1988) to limit flow through fine cracks. Casinader, in private correspondence, suggested that a face thickness of 0.30 m can be used up to a head of 67.5 m and that the following modification to Pinto's formula could be used when  $H$  is equal to or greater than 67.5 m:

$$t = 0.3 + (H-67.5)/225$$

where:  $t$  and  $H$  are in meters.

### **6.2.2. Panel Width**

Panel widths for face slabs typically range from 12 to 18 meters, with panel widths of 15 meters being common. Factors affecting the width of face slab panels are mainly related to the width of the slip forms and capabilities of concrete placing equipment. Narrower panel widths are used where vertical joints are desired due to changes in plinth geometry, rock topography, or adjacent to the dam abutments, where larger panel movements may occur. Panel widths greater than about 18 meters are uncommon. Wider panel widths can increase the occurrence of shrinkage cracks.

### **6.2.3. Joints**

The perimeter joint, vertical joints, and horizontal construction joints are used to separate adjacent face slab panels on CFRDs. The perimeter joint separates the plinth from the face slab. Vertical joints separate adjacent panels along the axis of the dam. Horizontal joints separate different pours of the same slab, or separate starter slabs from the main face slab. The location and design of each of these joints differs according to their purpose and importance in the performance of the face slab as the water barrier of the CFRD.

*Perimeter Joint.* The perimeter joint separates the CFRD face slab from the plinth slab. Due to its location and the movements that occur at this joint, the perimeter joint is given special consideration and is discussed in detail in Chapter 5.

*Joints de tension verticaux.* Les joints de tension verticaux sont conçus pour permettre les mouvements entre les panneaux adjacents de la dalle du masque tout en préservant son étanchéité. Ils se situent à proximité des appuis latéraux du barrage, ou encore aux endroits où deux panneaux adjacents pourraient se déplacer sous l'effet de leur propre poids ou de la charge du réservoir. Pour de nombreux barrages CFRD, la conception des joints de tension verticaux est similaire à celle du joint périmétral.

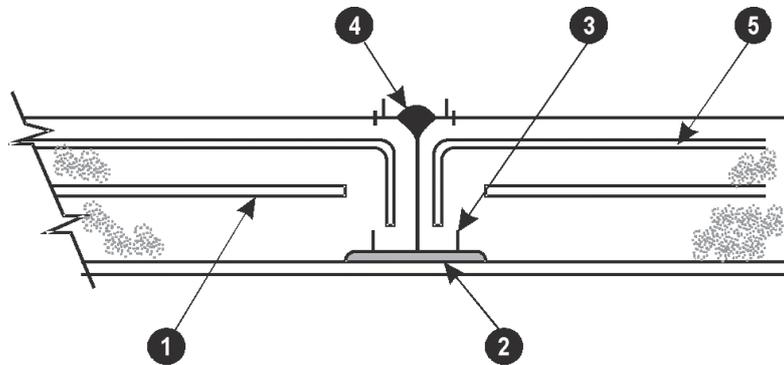


Fig. 33

Joint de tension vertical type (barrage de Mohale)

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Armature de la dalle du masque                 |
| 2 | Appui en mortier                               |
| 3 | Lame d'étanchéité inférieure                   |
| 4 | Barrière étanche supérieure                    |
| 5 | Acier anti-éclatement des grands barrages CFRD |

Le renforcement de la dalle est interrompu au niveau du joint de tension pour permettre les mouvements anticipés. Afin d'en assurer l'imperméabilité, une lame d'étanchéité simple ou double est généralement utilisée, en plus de matériaux permettant de colmater le joint. La section transversale d'un joint de tension vertical type est illustrée à la Fig. 33. Une étude détaillée des lames d'étanchéité et des mesures de colmatage des joints est présentée au Chapitre 5.

*Joints de compression verticaux.* Les joints de compression verticaux se trouvent entre deux panneaux adjacents de la dalle du masque qui ne devraient pas s'écarter l'un de l'autre. Ces joints se trouvent vers le centre du barrage, à distance des appuis latéraux, là où les panneaux adjacents tendent en fait à se rapprocher. Dans le cas des joints de compression verticaux, les armatures peuvent être continues ou non, selon la géométrie et la configuration de l'alignement du barrage ; généralement, elles ne sont pas continues dans les joints de compression verticaux des barrages CFRD modernes construits dans des vallées fluviales en forme de U ou de V. La force de compression entre les panneaux adjacents de la dalle du masque se trouvant à distance des appuis latéraux y est telle qu'elle les maintient en contact et ces panneaux se comportent comme un tout. Dans le cas des barrages CFRD construits dans des vallées fluviales longues, plates ou ondulées, la force entre les panneaux adjacents de la dalle du masque peut être de compression, neutre ou encore légèrement de tension, selon le profil de la plinthe sur le fond de la vallée. Dans un tel cas, les barres d'armature sont prolongées dans les joints verticaux, afin d'empêcher que les panneaux adjacents de la dalle ne s'écarterent sous l'effet des modifications du profil de la plinthe.

*Vertical Expansion Joint.* Vertical expansion joints are designed to allow movement between adjacent face slabs while maintaining a watertight barrier to the reservoir. They are located near the dam abutments or where two adjacent slabs have the potential to separate from each other under self-weight or reservoir loading. The design of vertical expansion joints is similar to the design of the perimeter joint on many CFRDs.

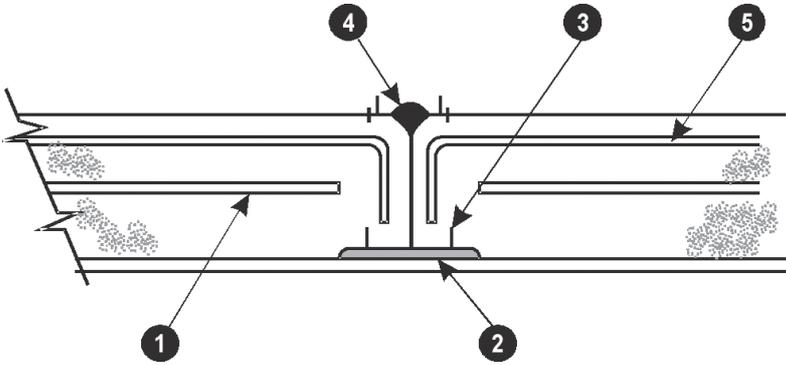


Fig. 33  
Typical Vertical Expansion Joint (from Mohale Dam)

- 1 Face slab reinforcement
- 2 Mortar pad
- 3 Bottom waterstop
- 4 Upper water barrier
- 5 Anti-spalling steel for high CFRDs

To allow for the anticipated movement at the expansion joint, slab reinforcement is terminated at the joint. To maintain watertightness, a single or double waterstop and joint sealing materials are typically used. A cross-section through a typical vertical expansion joint is shown in Fig. 33. A detailed discussion of waterstops and joint sealing measures is provided in Chapter 5.

*Vertical Compression Joint.* Vertical compression joints are located between adjacent face slabs that are not anticipated to separate away from each other. These joints are located towards the middle of the dam away from the abutments where adjacent slabs will tend to move towards each other. Reinforcement may or may not be continuous through vertical compression joints, depending on the geometry and configuration of the dam alignment. Reinforcement is not typically continued through the vertical compression joints of modern CFRDs constructed across U or V-shaped river valleys. In this situation the compressive force acting between adjacent face slabs away from the abutments keeps them in contact and acting as a single unit. For CFRDs constructed across long, flat or undulating river valleys, the force between adjacent face slabs may be compressive, neutral or possibly slightly tensile depending on the profile of the plinth along the valley floor. In these cases reinforcement is carried through vertical joints to keep adjacent slabs from separating due to changes in the plinth profile. Typically only a bottom waterstop is used to block seepage through the joint. Casinader, in private correspondence, indicates that vertical compression joints are also required when the axis of the dam

Généralement, seule une lame d'étanchéité inférieure est utilisée afin de prévenir la percolation à travers le joint. Dans des correspondances personnelles, Casinader indique que des joints de compression verticaux sont également requis lorsque l'axe du barrage est courbé de façon convexe à l'amont, comme c'est le cas des barrages de Sugarloaf et de Batang Ai. Un joint de compression vertical type est représenté à la Fig. 34.

Pour certains grands barrages situés dans des gorges étroites, des concepteurs ont ajouté des matériaux compressibles le long des joints de compression verticaux. Aux barrages d'Agumilpa et d'El Cajon au Mexique, du bois compressible a été ajouté dans les joints de compression verticaux de façon alternée. Ce bois assume la même fonction que celle décrite à la section 5.6 au sujet du joint périmétral, mais non seulement pendant la période de construction. Dans le cas des joints de compression verticaux, cet élément sert à éviter que le béton n'éclate sous la poussée de l'eau.

La conception du barrage de Karahnjúkar, en Islande, d'une hauteur de 190 m, a prévu les traitements suivants compte tenu des contraintes de compression élevées qui risquent de se produire entre les panneaux centraux de la dalle du masque :

- Les joints entre les 10 panneaux centraux de la dalle sont munis de feuilles de fibres bitumineuses, d'une épaisseur de 15 mm ; et
- Un renforcement anti-éclatement est en place dans les joints de compression.

En outre, à la lumière des fissures apparues dans les joints de compression verticaux de certains grands barrages CFRD de construction récente, les critères suivants ont été adoptés à Karahnjúkar :

- L'épaisseur de la dalle du masque au centre du barrage a été augmentée et est passée de  $T = 0,3 + 0,002H$  à  $T = 0,4 + 0,002H$ . La valeur de T correspond à l'épaisseur de la dalle du masque en mètres et H, à la hauteur du barrage. Cette augmentation de l'épaisseur de la dalle du masque a été appliquée seulement au-dessus de la dalle de départ, déjà construite. Le lit d'armature dans la zone où la dalle est plus épaisse correspond à environ 0,5 % du volume de béton, dans chaque direction.

Les déformations convexes du masque causées par les mouvements marqués du remblai risquent d'accentuer les contraintes de compression le long de ces joints, particulièrement dans le cas des vallées étroites. Un matériau compressible dans les joints revêt donc une importance encore plus grande et devient probablement nécessaire le long de tous les joints de compression.

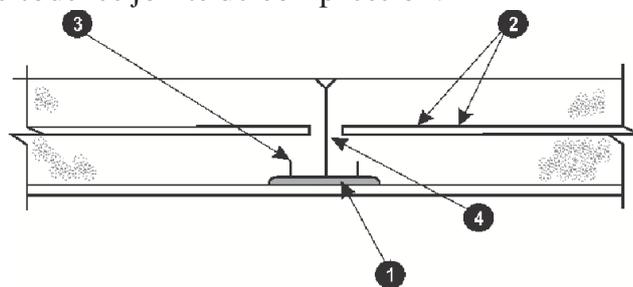


Fig. 34  
Joint de compression vertical type

- 1 Appui en mortier
- 2 Armature de la dalle du masque
- 3 lame d'étanchéité inférieure
- 4 Armature continue dans les vallées larges et plates, interrompue dans les vallées en forme de U ou de V

is curved convex upstream, such as at Sugarloaf and Batang Ai dams. A typical vertical compression joint is shown in Fig. 34.

For high dams in narrow canyons some designers have added compressible material along vertical compression joints. Aguamilpa and El Cajon in Mexico have added compressible timber in alternate pairs of vertical compression joints. It follows the same principle described in 5.6 for the perimeter joint, but contrary to the concept of being necessary only for the construction period, in the case of vertical compression joints it is intended to avoid spalling of the concrete because of water load.

At Karahnjukar, 190 m high in Iceland, the design includes the following treatment in recognition of the high compressive stresses that can occur between the central face slabs:

- Bituminous fiber sheet joint filler, 15 mm thick, in the joints of the 10 central face slabs, and
- Anti-spalling reinforcement in the compression joints.

In addition, in view of the cracking at the vertical compression joints of some recently constructed high CFRDs, the following has been adopted at Karahnjukar:

- Central face slab thickening from  $T = 0.3 + 0.002H$  to  $T = 0.4 + 0.002H$ , where  $T$  is the face slab thickness in meters, and  $H$  is the height of the dam. The face slab thickening occurs only above the first stage face slabs already constructed. Reinforcement is about 0.5% both ways in the thickened face slabs.

Convex face deformation due to high fill deformations can accentuate compression stresses along these joints especially in case of narrow valleys, making the feature of this compressible filler even more important and probably necessary along all compression joints.

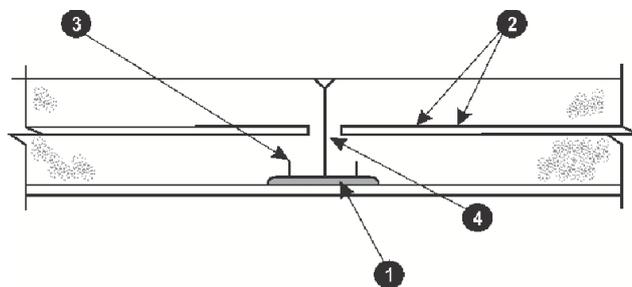


Fig. 34  
Typical Vertical Compression Joint

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Mortar pad   |
| 2 | Face slab reinforcement  |
| 3 | Bottom waterstop   |
| 4 | Continuous reinforcement for broad, flat valleys, not continuous for U- or V- shaped valleys |

De nombreux concepteurs ont conservé le recours à des renforcements contre l'éclatement pour les joints de compression. Pour les grands barrages situés dans des gorges étroites, cette précaution est essentielle.

*Joints de construction horizontaux.* Les joints de construction horizontaux sont utilisés lorsque seulement une partie d'un panneau d'une dalle du masque ne peut être coulée, soit de par sa conception ou à cause d'une interruption imprévue des travaux. Parmi les raisons qui expliquent l'utilisation de joints de construction horizontaux, on compte la construction par étape du remblai, l'utilisation d'une dalle de départ, les interruptions dans la construction de la dalle à cause des conditions climatiques ou d'un mauvais fonctionnement du matériel, ainsi que l'utilisation de longs panneaux pour de grands barrages CFRD. Règle générale, les joints de construction horizontaux ne comportent aucune lame d'étanchéité et les armatures sont continues dans les joints. Il est important de bien nettoyer et de réparer tout nid de gravier ou toute autre irrégularité du joint avant que la construction du panneau ne soit poursuivie. Les détails d'un joint de construction horizontal type sont illustrés à la Fig. 35. Lorsqu'une lame d'étanchéité inférieure est incorporée dans la conception du joint, la face de celui-ci est entièrement formée perpendiculairement à la pente du talus du barrage.

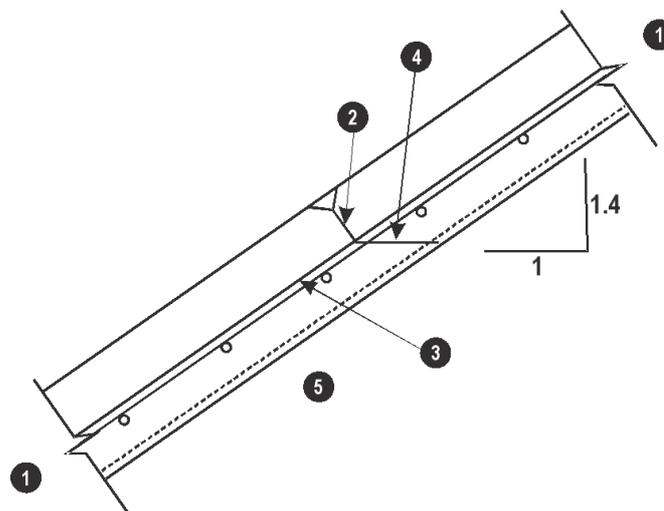


Fig. 35

Joint de construction horizontal type (barrage de Mohale)

- 1 Dalle du masque
- 2 Joint normal au masque au-dessus des barres d'armature
- 3 Barres d'armature continues dans le joint
- 4 Le joint "greencut" sous les barres d'armature à moins qu'une lame d'étanchéité inférieure ne soit utilisée
- 5 Matériau de support de la dalle du masque

#### 6.2.4. Drainage de la dalle du masque pendant la construction

Le drainage du remblai et la régularisation de la sous-pression représentent un problème pour certains barrages de construction récente, lorsque la plinthe est beaucoup plus profonde que les fondations du pied aval. Il peut s'avérer nécessaire de garder en place les systèmes d'adduction et les conduites d'évacuation traversant le masque pour permettre le drainage des eaux pluviales et des percolations provenant des fondations, s'accumulant dans les excavations de la plinthe situées sous le niveau

Several designers have maintained the use of anti-spalling reinforcement even for compression joints. For high dams in narrow canyons this detail is strictly recommended.

*Horizontal Construction Joint.* Horizontal construction joints are used when only a portion of a face slab panel cannot be poured, either by design or due to an unscheduled interruption. Reasons for horizontal construction joints include staged construction of the rockfill dam body, use of starter slabs, interruptions in slab construction due to weather or equipment malfunction, long panel lengths on high CFRDs. Horizontal construction joints typically do not incorporate any waterstops, and reinforcement is continuous through the joints. It is important to thoroughly clean and repair any honeycombing or other damage to the joint before construction of the panel is continued. A typical horizontal construction joint detail is shown in Fig. 35. When a bottom waterstop is incorporated into the joint design, the face of the joint is fully formed perpendicular to the slope of the dam.

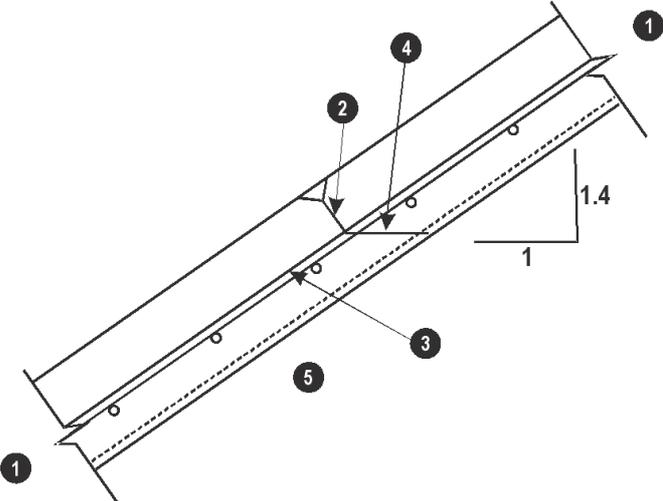


Fig. 35  
Typical Horizontal Construction Joint (from Mohale Dam)

- 1 Face slab
- 2 Joint formed normal to face above reinforcement
- 3 Reinforcement continuous across joint
- 4 Joint greencut below reinforcement unless bottom waterstop is used
- 5 Face supporting zone

**6.2.4. Face Slab Drainage during Construction**

Drainage of the embankment and uplift control is becoming an issue in some of the recent dams where the plinth is much deeper than the foundation of the downstream toe. Collecting wells and discharge pipes through the face may need to be left in place to allow drainage of rainwater and foundation seepage accumulated in the plinth excavation below natural drainage level. These pipes must be grouted later, when the toe buttressing fill is being placed. Alternatively, when practical, an

du drainage naturel. Ces conduites devront être injectées de coulis par la suite, une fois le remblai de pied en place. Lorsque cela est possible, une autre solution consiste à créer un drainage gravitaire jusqu'au pied aval du barrage, soit en creusant un canal de drainage ou encore en rendant le canal existant plus profond.

### **6.3. FISSURATION DE LA DALLE DU MASQUE**

Parmi les fissures du masque qui ont été identifiées et étudiées dans les barrages CFRD modernes, on compte les fissures de retrait et les fissures structurelles, provoquées par divers mécanismes. Les fissures de la dalle de départ du barrage R.D. Bailey ont été attribuées à l'absence de compactage de la surface du remblai sous-jacent à cause d'une interruption des travaux. Les fissures ont provoqué des fuites d'un débit d'environ 270 l/s. Elles ont été réparées par un colmatage à l'aide de sable fin limoneux (Cooke, *Memo* No. 127). Les fissures verticales de la dalle du masque du barrage de Khao Laem ont été attribuées aux mouvements différentiels du remblai en enrochement à proximité d'une grande arête rocheuse dans les fondations du barrage. Le débit de percolation provoqué par ces fissures était d'environ 100 l/s. Elles ont été réparées par calfeutrement et par remplissage à l'aide de sable fin limoneux (Cooke, *Memo* No. 127). Les récentes fissures apparues sur le barrage de Khao Laem, provoquées par un affaissement des matériaux soutenant le masque, ont donné lieu à un débit de percolation supérieur à 2 000 l/s (Cooke, *Memo* No. 178). Les réparations ont ramené ces fuites à un débit de 50 l/s (voir le Chapitre 11 pour de plus amples détails).

#### **6.3.1. Types de fissures dans la dalle du masque**

Dans ses travaux de 1999, Mori se penche sur la formation des fissures dans le remblai soutenant la dalle du masque et dans la dalle même. Il classe les fissures en trois catégories, comme suit :

- Type A. Ces fissures apparaissent en raison du retrait du béton de la dalle. Elles se caractérisent par ce qu'elles sont plutôt horizontales et peu larges, de l'ordre de quelques dixièmes de millimètres. Les fissures de retrait s'observent sur toute l'épaisseur de la dalle, mais elles sont considérées acceptables et inévitables dans tout barrage CFRD. Les études de Mori ont démontré que les fissures de retrait sont plus marquées dans les panneaux de la dalle jouxtant d'autres panneaux ayant déjà été coulés. Les fissures de retrait typiques ont tendance à se colmater d'elles-mêmes, sous l'effet de la calcification ou du limon, et aucune réparation n'est requise.
- Type B. Il s'agit de fissures structurelles provoquées par la déformation du remblai sous-jacent pendant et après la construction. À mesure que le remblai subit une déformation, sa partie inférieure tend à se renfler vers l'extérieur, tandis que sa partie supérieure s'abaisse. La différence de rigidité entre la dalle du masque en béton et le remblai du barrage CFRD est à l'origine de contraintes structurelles dans la dalle, contraintes qui provoquent des fissures. Celles-ci sont présentes dans le tiers central de la hauteur du barrage, généralement au-dessus du remblai de pied, construit couramment sur les nouveaux grands barrages CFRD. Ces fissures se

excavated drainage channel or deepened existing channel can be used to provide gravity drainage to the downstream toe of the dam.

### **6.3. CRACK DEVELOPMENT IN FACE SLABS**

Face cracks identified and studied in modern CFRDs include shrinkage cracks and structural cracks caused by a variety of mechanisms. Cracking in the starter slab of the R.D. Bailey Dam was attributed to the omission of face compaction under the slab due to a schedule interruption. The crack caused about 270 l/s of leakage, and was repaired by filling the crack with silty fine sand (Cooke, *Memo* No. 127). Vertical cracking in the face of Khao Laem Dam has been attributed to differential movements of the rockfill embankment near a high rock knoll in the dam foundation. These cracks resulted in about 100 l/s of leakage. The cracks were repaired by a combination of caulking and filling with silty fine sand (Cooke, *Memo* No. 127). Recent cracking at Khao Laem, caused by subsidence of the face support material resulted in leakage in excess of 2000 l/s (Cooke, *Memo* No. 178). Repairs reduced the leakage to 50 l/s (see Chapter 11 for a more detailed discussion).

#### **6.3.1. Types of Cracks in Face Slabs**

Mori (1999) studied the development of cracks within the face slab supporting rockfill and in face slabs themselves, and grouped face cracks into three types as follows:

- Type A. These are cracks that develop due to shrinkage of the concrete slabs. These cracks are identified as relatively horizontal cracks with small widths on the order of a few tenths of a millimeter. Shrinkage cracks have been observed to extend through the thickness of the face slab, but are considered to be acceptable and are inevitable in any CFRD. Mori's work has shown that shrinkage cracks are predominant in slabs confined by previously poured slabs on either side. Typical shrinkage cracks tend to be self-healing by calcification or clogging by silt, and no repair is necessary.
- Type B. These are structural cracks that are caused by the settlement of the underlying rockfill during and after construction. As the rockfill embankment settles, the lower portion of the embankment will tend to bulge outwards, while the upper part of the embankment will settle downward. The difference in rigidity between the concrete face slab and the CFRD rockfill causes structural stresses in the slab that induce cracking. These cracks have been observed in the middle one-third of the dam height, typically above the upstream fill buttress commonly found on newer high CFRDs. These cracks are spaced evenly at intervals of 0.5 m to 1 m,

présentent à intervalles réguliers de 0,5 m à 1 m, et elles mesurent généralement à peine quelques dixièmes de millimètres de largeur. Elles tendent à se refermer après la mise en eau du réservoir et elles ne constituent pas un problème important en ce qui concerne les fuites. Selon Mori, on estime que le débit de percolation total s'écoulant des 1 200 fissures d'une largeur de 0,2 mm identifiées au barrage de Tianshengqiao I n'est pas supérieur à 24 l/s. Le traitement recommandé pour les fissures ouvertes de Type B comprend d'enduire de béton liquide la surface de la dalle présentant les fissures, ou encore de la couvrir d'une membrane de caoutchouc collée sur les fissures.

- Type C. Les fissures de type C sont de nature structurelle et sont provoquées par les mouvements différentiels du remblai, soit sous l'effet d'une construction du remblai en différentes étapes, soit en raison de la présence de matériaux adjacents ayant des propriétés de déformation très différentes. Mori souligne que les fissures de type C sont celles qui se produisent dans le remblai sous-jacent à la dalle du masque, si ce matériau a une proportion de particules fines importante, et que ces fissures n'ont pas été adéquatement traitées avant la coulée du béton de la dalle. Les fissures apparaissent à nouveau dans ce remblai lors de la mise en eau du réservoir, ce qui peut provoquer des fissures et des craquelures sur la dalle du masque, localisées dans ces zones. D'autres experts croient que les fissures de la dalle du masque ne sont pas imputables aux fissures dans le remblai, mais plutôt que les deux types de fissures, dans la dalle et dans le remblai, sont dues au fait que les déformations sont différentes de ce qui était prévu (Marulanda et Pinto, 2000). Même si les fissures du matériau de remblai sont adéquatement traitées, d'autres fissures peuvent apparaître sur la dalle du masque une fois ce dernier soumis à la pression de l'eau. Les fissures dans le remblai sont provoquées par les déformations de celui-ci attribuables à certaines conditions particulières du remblai ou de la fondation. La dalle du masque suit ces mouvements lorsqu'elle est exposée à la pression de l'eau. En outre, on a mis l'accent sur l'importance de prévoir des filtres au niveau du joint périmétral des barrages CFRD modernes. À cet endroit, la zone 2A est bien compactée, tout comme l'est la zone 2B adjacente. Par conséquent, les matériaux situés à une distance de 3 à 6 m du joint périmétral sont denses et présentent un fort module. En s'écartant du joint, la dalle du masque est soutenue par un matériau moins dense, en revanche, qui crée les conditions favorables à l'apparition de contraintes de flexion. Ainsi, la dalle risque de se fissurer à une distance d'environ huit à 10 m au-dessus du joint périmétral. On croit que ce facteur peut avoir contribué à l'apparition des fissures sur la dalle du masque du barrage d'Ita (Pinto, 2001).

La largeur des fissures de type C que présente la dalle du masque du barrage de Xingo à proximité de l'appui latéral de gauche pouvait atteindre de 10 à 15 mm ; elles étaient probablement liées à des fissures dans la zone de soutien sous-jacente, selon Souza et ses collaborateurs (1999). Les fissures dans le remblai sous-jacent à la dalle ont été imputées à la présence de matériaux cohérents combinée à des changements abrupts dans la topographie. Ces deux facteurs pourraient avoir provoqué un tassement différentiel du remblai en enrochement et des zones de soutien de la dalle. Les fissures dans l'appui latéral de gauche du barrage de Xingo ont été colmatées à l'aide de sable fin limoneux, que des plongeurs ont mis en place sous l'eau.

Plus récemment, des fissures structurelles concentrées le long des joints verticaux centraux de certains très grands barrages situés dans des gorges étroites ont été

and are typically only a few tenths of a millimeter wide. These cracks tend to close upon reservoir filling, and do not pose a significant problem with respect to leakage. Mori reports that the total leakage through 1 200, 0.2 mm wide, mapped cracks in Tianshengqiao I was estimated to be no larger than 24 l/s. Recommended treatment for open Type B cracks include treatment by fluid cement aspersions released over the slab surface above the cracks, or by covering with a rubber membrane glued over the cracks.

- Type C. Type C cracks are structural cracks caused by differential movements in the embankment either due to the effects of embankment construction in stages, or the effects of adjacent materials with very different deformation characteristics. Mori attributes Type C cracks to cracks occurring in the fine transition fill beneath the face slab that have not been properly treated prior to pouring of the face slab. The cracks reoccur in the underlying transition fill upon reservoir filling that can cause localized cracking and fissuring of the face slab in these areas. Other investigators believe that the face slab cracks are not caused by the cracks in the fill. Rather, cracks in the face slab and in the underlying fill occur because deformations are different from what was expected (Marulanda and Pinto, 2000). Even if the cracks in the fill are properly treated, once the water pressure is applied, cracks can occur in the face slab. Cracks within the fill are a consequence of deformations within the fill because of particular conditions either of the fill or the foundation. The face slab follows those movements as water load is applied. Furthermore, modern CFRDs have emphasized the need for filter protection at the perimeter joint. At that location, the zone 2A is well compacted as is the adjacent zone 2B. The result is a dense, high modulus material located within three to six meters of the perimeter joint. At distances away from the joint the face slab is supported by a less dense material, thus creating the possibility of bending stresses and face slab cracking on the order of eight to ten meters above the perimeter joint. It has been suggested that this factor may have contributed to the face slab cracking at Ita (Pinto, 2001).

Type C cracks at the face slab near the left abutment of Xingo Dam were sometimes as wide as 10 to 15 mm, and have been linked to cracks in the underlying face slab support zone according to Souza *et al* (1999). Cracking of the face slab support zone has been attributed to the presence of cohesive material and abrupt changes in topography that may cause differential settlements of the rockfill embankment and face slab supporting zones. At Xingo Dam cracks in the left abutment were filled with fine silty sand placed by divers underwater.

More recently, structural cracks concentrated along central vertical joints of very high dams in narrow canyons have been observed. The cracks appear to be

observées. Ces fissures semblent être associées à des enrochements présentant une importante compressibilité (Ev inférieure à 40 MPa), d'une hauteur supérieure à 140 m, et se trouvant dans des gorges dont le coefficient de forme (aire de la dalle du masque divisée par la hauteur maximale du barrage, au carré, Pinto 2003) est inférieur à 3. Ces fissures sont apparues lors de la mise en eau du réservoir, seulement après que plus de 85 % du niveau maximal de l'eau a été atteint. Ces fissures sont appelées fissures de cisaillement et elles peuvent s'avérer plutôt spectaculaires car des morceaux de béton se détachent de la dalle. Lorsqu'elles se produisent, s'il n'est pas possible de baisser le niveau d'eau du réservoir, la seule solution permettant de réduire le débit de percolation consiste à déverser un matériau plus fin sur la zone touchée.

### 6.3.2. Maîtrise des fissures de la dalle

Les méthodes permettant de contenir les fissures de la dalle varient en fonction du type de fissure qu'on y trouve communément. Il est possible de limiter et de maîtriser les fissures de type A en concevant adéquatement les mélanges de béton utilisés pour couler les dalles et en suivant des procédures appropriées pour la mise en place et la cure du béton pendant la construction. Les fissures de type B sont plus difficilement maîtrisables. Une approche proposée par Cooke (*Memo* No. 127) peut tout de même aider à contenir les fissures de type B ; elle consiste à placer des barres d'armature dans une dalle plus épaisse, légèrement au-dessus de l'axe central de l'épaisseur de la dalle du masque. Par exemple, dans les dalles d'une épaisseur supérieure à 0,4 m, la mise en place de barres d'armature à 200 mm sous la surface de la dalle peut contribuer à limiter les fissures de type B. Dans des correspondances personnelles, Casinader signale qu'au barrage de Kotmale, des barres d'armature ont été mises en place à 150 mm de la surface de la dalle du masque et ce, sur toute la hauteur du barrage.

La meilleure façon d'éviter les fissures de type C consiste à traiter de façon adéquate la topographie rocheuse et le remblai soutenant la dalle du masque. En atténuant les changements brusques dans la topographie du rocher sous la dalle du masque en aval de la plinthe et en prévoyant un coussin adéquat de remblai entre le bas de la dalle du masque et le dessus du rocher, il est possible de limiter les fissures provoquées par les fondations rocheuses. La pratique australienne suivie pour la construction de plusieurs barrages CFRD requiert un minimum de 0,9 m de remblai entre le bas de la dalle du masque et le dessus du rocher (Fitzpatrick *et al.*, 1985). Un coussin plus épais de remblai pourrait s'avérer nécessaire, selon la hauteur du barrage, et on devrait en outre envisager l'ajout de joints de tension verticaux et de joints de construction horizontaux suivant les modifications de la topographie de l'assise rocheuse. La solution à privilégier, toutefois, devrait prévoir la suppression des irrégularités abruptes dans la surface du rocher, réduisant ainsi la concentration des contraintes dans la dalle du masque. Les fissures de type C observées dans la dalle du masque du barrage de Khao Laem ont été provoquées en partie par les barres d'armature horizontales continues placées dans les joints verticaux sur la grande arête rocheuse sous le remblai (Cooke, *Memo* No. 127). La sélection du matériau sous-jacent à la dalle du masque, sa granulométrie, sa mise en place et son compactage doivent s'avérer adéquats afin de limiter l'apparition de fissures dans cette zone avant la construction de la dalle de béton. Ces aspects sont abordés plus en profondeur dans le Chapitre 8. Si des fissures sont constatées dans le matériau de remblai sur lequel repose la dalle, ou encore si des espaces entre la dalle et le remblai

associated with rockfills of higher compressibility ( $E_v$  less than 40Mpa), with heights greater than 140 m, and canyons with a shape factor (Area of face slab divided by maximum dam height, squared, Pinto 2003) less than 3. These cracks have appeared upon reservoir filling and only after more than 85% of maximum level has been reached. These cracks are identified as shear cracks, that can be rather spectacular as pieces of concrete detach from the face. Once they occur, if reservoir lowering is not possible, the only solution for reducing leakage is to dump finer material on top of the affected area.

### 6.3.2. Control of Face Cracks

Methods to control face cracking vary according to the types of face cracks commonly found in face slabs. Type A cracking in face slabs can best be minimized and controlled by proper design of concrete mixes used in face slabs, and following proper concrete placement and curing procedures during construction. Type B cracks are more difficult to control. However, one approach suggested by Cooke (*Memo* No. 127) that may help control Type B cracking is to place reinforcement in thicker slabs somewhat above the centerline of the face slab thickness. For example, in face slabs where the slab thickness exceeds 0.4 m, placement of reinforcement at 200 mm below the slab surface may help reduce Type B cracking. Casinader reports, in private correspondence, that at Kotmale, reinforcement was placed at 150 mm from the top face over the entire height of the dam.

Type C cracks can best be avoided by proper treatment of the rock topography and the face supporting rockfill of the dam body. Smoothing abrupt changes in rock topography beneath the face slab downstream from the plinth, and providing a sufficient cushion of rockfill between the bottom of the face slab and the top of rock will reduce cracking caused by the rock foundation. Australian practice followed for the construction of several CFRDs specified a minimum of 0.9 m of rockfill between the bottom of the face slab and the top of rock (Fitzpatrick et al., 1985). A thicker cushion of rockfill may be necessary depending on the dam height, and incorporation of vertical expansion joints and horizontal construction joints across changes in bedrock topography should also be considered. The preferred solution, however, should include the elimination of abrupt irregularities in the rock surface, thus reducing stress concentrations in the face slab. The Type C cracks observed in the face slab of Khao Laem Dam were partially caused by continuous horizontal reinforcement placed through vertical joints over the high rock knob under the rockfill embankment (Cooke, *Memo* No. 127). Proper selection, gradation, placement and compaction of face supporting zone materials are important in limiting the occurrence of cracks in this zone prior to construction of the concrete face slab. These issues are discussed in detail in Chapter 8. When cracks in the face-supporting zone are identified, or gaps between the concrete face and the face-supporting zone open during staged construction, they should be repaired. Cement grout mixes were used to successfully fill cracks and gaps in the face-supporting

sur lequel elle s'appuie apparaissent durant la construction par étapes, il faudrait y remédier. Au barrage CFRD de Tianshengqiao 1, des mélanges de coulis à base de ciment ont été utilisés avant la construction de la dalle du masque pour colmater les fissures et les ouvertures dans le matériau sous-jacent. Les fissures d'une largeur de plus de 30 mm ont été colmatées à l'aide d'un mélange de coulis à base de cendres volantes et de sable et ciment (Wu *et al.*, 2000). Les plus petites fissures ont été colmatées à l'aide d'un coulis à base de cendres volantes et de ciment.

Des espaces entre le sommet de la dalle du masque et le remblai sont apparus à certains endroits entre les diverses étapes de la construction de la dalle. Aux étapes intermédiaires de la construction, le sommet de la dalle du masque s'avère rigide. Lorsque d'autre enrochement est ajouté à une autre étape au-dessus de cette dalle ou dans la partie aval du barrage, le remblai se déforme sous l'effet de la charge supplémentaire, sans que le sommet de la dalle du masque ne suive le même mouvement. Un espace peut alors se former entre la dalle du masque et le remblai ; cet espace peut atteindre jusqu'à 100 mm. Pour éviter ce problème, la meilleure solution consiste à construire la dalle du masque en béton en une seule étape, après la construction de l'ensemble du remblai. Lorsqu'il n'est pas possible de procéder de cette façon, le sommet de la dalle du masque devrait faire l'objet d'inspections constantes pendant la construction, de sorte que les ouvertures puissent être identifiées et réparées sans délai. Il est possible de prévoir les endroits où de telles ouvertures auront tendance à se former au moment de la conception du barrage, et des barres d'armature supplémentaires peuvent être ajoutées dans la dalle du masque afin de limiter sa fissuration.

Une difficulté supplémentaire peut se présenter si une bordure profilée de béton maigre est utilisée en surface du talus amont du barrage et qu'on omet d'appliquer un écran anti-adhérence entre la dalle et la bordure profilée. Dans le cas d'une étape intermédiaire de construction, la bordure risque d'adhérer au sommet de la dalle du masque. Même si le remblai se déforme et s'éloigne du sommet de la dalle du masque, aucun espace n'apparaît entre la dalle et la bordure ; en revanche, le remblai devient moins compacté et des vides se forment dans le remblai adjacent à la bordure (zone 2B), dans un espace difficile à inspecter ou à réparer. Un écran anti-adhérence doit par conséquent être appliqué sur la surface de la bordure pour éviter que celle-ci n'adhère à la dalle du masque. Le béton de la bordure devrait avoir une résistance suffisamment faible pour permettre à la bordure de se déformer suivant le remblai et faire en sorte qu'aucun vide ne se crée entre la bordure et le remblai.

## **6.4. PROPRIÉTÉS DU BÉTON**

La conception des mélanges de béton utilisés pour la dalle du masque des barrages CFRD doit viser à limiter dans la mesure du possible les fissures de retrait, tout en augmentant la durabilité du béton. Les pratiques d'excellence suivies pour la production d'un béton durable et imperméable pour d'autres ouvrages de retenue des eaux doivent également s'appliquer à la dalle de béton du masque des barrages CFRD. Les contrôles de la qualité du béton lors de sa production, de sa mise en place, de sa consolidation et de sa cure revêtent la plus grande importance à cet effet.

### **6.4.1. Propriétés du mélange**

Règle générale, la résistance du béton à 28 jours recommandée pour la plupart de la dalle des masques des barrages CFRD modernes varie de 20 MPa à 24 MPa

zone of the Tianshengqiao 1 CFRD prior to face slab construction. Cracks open more than 30 millimeters were filled with a fly ash and cement-sand grout mix (Wu et al., 2000). Smaller cracks were filled with a fly ash and cement grout.

Gaps between the top of the face slab and the fill have occurred at locations between stages in face slab construction. The top of the face slab at an intermediate stage is rigid. As more fill is placed above the stage or on the downstream side of the dam, the fill deforms with the additional load, but the top of the face slab does not follow the fill. A gap develops between the face slab and the fill that can be open as much as 100 mm. The best way to avoid this problem is to construct the concrete face in one stage after the entire fill has been placed. When this construction sequence is not practical, the top of the face slab should be continuously inspected during construction so that gaps can be readily identified and repaired. Locations where gaps will tend to occur can be identified during design and additional reinforcement can be included in an effort to minimize face slab cracking.

A further difficulty can occur if the concrete curb method is used to form the upstream face of the dam with no bond break between the slab and the curb. In this instance, the curb can adhere to the top of an intermediate-stage face slab. As the fill deforms away from the top of the face slab, no gap appears between the face slab and the curb, but loosening of fill and voids occur with the zone 2B adjacent to the curb, an area that cannot be easily inspected or repaired. Bond break should be applied to the face of the curb to avoid any possibility of adherence of the curb to the face slab. The concrete curb must be sufficiently weak so that the curb deforms with the rockfill and no gap occurs between the curb and the rockfill.

## **6.4. CONCRETE PROPERTIES**

Concrete mix design for CFRD face slabs should focus on minimizing shrinkage cracking in the face slab and increasing the durability of the concrete. Best practices followed for the production of durable and impermeable concrete for other water retaining structures should be followed for concrete face slabs of CFRDs as well. Quality control during concrete production, placement, consolidation, and curing is the most important factor in this respect.

### **6.4.1. Mix Design Properties**

Typical 28-day concrete strengths specified for most modern CFRD face slabs range from 20 MPa to 24 MPa (3 000 psi and 3 500 psi). Higher concrete strengths

(3 000 psi à 3 500 psi). Une résistance supérieure à ces valeurs exige une proportion plus importante de ciment, ce qui augmente le risque que des fissures de retrait n'apparaissent. La meilleure façon de maîtriser les fissures de retrait consiste à utiliser des mélanges de béton présentant un contenu plus limité en ciment et à utiliser les techniques adéquates de cure. Le ciment pouzzolanique est communément utilisé de nos jours à la place du ciment, car il permet de réduire les températures d'hydratation sans nuire à la résistance du béton. La résistance des mélanges de béton contenant du ciment pouzzolanique s'accroît avec le temps ; le module d'élasticité de ces mélanges augmente, ainsi que leur résistance à la tension, ce qui a pour effet de réduire les fissures.

D'autres facteurs importants pour la durabilité de la dalle du masque en béton sont leur imperméabilité et leur bonne résistance aux réactions chimiques adverses et aux dommages provoqués par le gel-dégel. La résistance aux réactions chimiques est mise au point en effectuant des essais adéquats et en sélectionnant le ciment, les granulats et l'eau de gâchage pour la production du béton. L'occlusion d'air dans le béton représente la meilleure méthode pour produire un matériau résistant aux effets du gel-dégel. En limitant le rapport eau/ciment du mélange de béton, il est possible d'obtenir un béton imperméable et durable.

Jiang et Zhao (2000) résument les résultats de la recherche et des expériences réalisées en Chine en matière de conception de mélanges de béton pour les grands barrages CFRD. L'expérience chinoise confirme les expériences réalisées ailleurs dans le monde :

- Le rapport eau/ciment doit être limité à environ 0,50 dans les climats chauds et à 0,45 dans les climats plus froids.
- L'affaissement du béton frais devrait demeurer entre 30 mm et 70 mm. Des plastifiants peuvent être ajoutés au béton pour en améliorer la maniabilité, au besoin.
- La proportion d'air occlus devrait se situer entre 4 et 6 % dans les climats chauds et entre 5 et 7 % dans les climats froids.
- Le béton fraîchement coulé doit faire l'objet d'une cure adéquate. Il faut notamment maintenir l'humidité de la surface des panneaux de la dalle de béton fraîchement coulés en y nébulisant de l'eau ou encore en les couvrant de revêtements humides ou d'autres matériaux le plus longtemps possible avant la mise en eau du réservoir.

L'ajout d'adjuvants ayant des propriétés expansives a également été efficace selon Jiang et Zhao pour maîtriser les fissures de retrait dans les dalles du masque des barrages CFRD de Badu, Shanxi et Qinshan en Chine. Les travaux de Chen *et al.* (2000) indiquent également que l'utilisation d'adjuvants expansifs pour la construction de la dalle du masque en béton du barrage CFRD de Wuluwati a obtenu de bons résultats.

#### **6.4.2. Granulats du béton**

La sélection des granulats pour la dalle du masque des barrages CFRD doit avoir pour objectif de sélectionner les dimensions maximales des particules permettant un recouvrement et une mise en place adéquats du béton ; elle doit également tenir compte de la réactivité potentielle entre le ciment et les granulats. En général, la dimension maximale des granulats est limitée à environ 38 mm, bien que des granulats

require higher cement contents and increase the potential for shrinkage cracking. Shrinkage cracking is best controlled using concrete mixes with lower cement contents and using proper curing techniques. Pozzolan is commonly substituted for cement in concrete practice today, and can help reduce hydration temperatures without sacrificing concrete strength. Concrete mixes with pozzolan increases strength at older ages, increases the modulus of elasticity, and increases tensile strength, thus reducing cracks.

Impermeability and resistance to adverse chemical reactions and freeze-thaw damage are important for durable concrete face slabs. Resistance to chemical reactions is achieved by proper testing and selection of cement, aggregates, and mixing water for production of concrete. Air-entrainment is the best method for producing concrete resistant to freeze-thaw damage. Limiting the water/cement ratio in the concrete mix will help produce an impermeable and durable concrete.

Jiang and Zhao (2000) summarize research and experience in concrete mix design for high CFRDs in China. The experience in China is consistent with experience worldwide:

- Limit the water/cement ratio to about 0.50 in warmer climates and 0.45 in colder climates.
- Keep the slump of fresh concrete between 30 mm and 70 mm. Plasticizing agents can be introduced to improve the workability of the concrete, if necessary.
- Entrained air should be between 4-6 percent in warmer climates, and 5-7 percent in colder climates.
- Properly cure freshly poured concrete. This includes keeping the surface of freshly poured concrete slabs moist either by spraying with a mist of water or covering them with wet mats or other materials for as long as possible prior to filling the reservoir.

The introduction of concrete admixtures with expansive properties has also been reported by Jiang and Zhao to be successful in controlling shrinkage cracking in the face slabs of the Badu, Shanxi, and Qinshan CFRDs in China. Chen *et al.* (2000) also report success with using expansive admixtures for the construction the concrete face of the Wuluwati CFRD.

#### **6.4.2. Concrete Aggregates**

Selection of aggregates for CFRD face slabs should consider maximum particle sizes for proper concrete cover and placement and the potential for cement-aggregate reactivity. The maximum aggregate size for CFRD face slabs is generally kept under about 38 mm; however, maximum aggregates sizes up to 64mm have been used successfully (Cooke and Sherard, 1987). For larger maximum aggregate sizes, special

ayant une dimension pouvant atteindre 64 mm ont déjà été utilisés avec des résultats satisfaisants (Cooke et Sherard, 1987). Une attention particulière doit être accordée lorsqu'on coule un béton utilisant des granulats dont la dimension maximale est supérieure à la limite indiquée à proximité des joints de construction et des lames d'étanchéité. Dans le cas des dalles plus minces, lorsque l'espace séparant le lit d'armature et la surface du béton est restreint, il est recommandé d'utiliser les granulats dont la dimension maximale est inférieure à la limite indiquée. Même si on ne signale aucun incident lié à la réaction alcali-granat du béton de la dalle des barrages CFRD modernes (Cooke, 1999), les granulats de la dalle doivent faire l'objet d'essais pour en vérifier la dureté et la réactivité, et toutes les précautions utilisées dans la sélection des granulats d'autres ouvrages de retenue des eaux doivent également s'appliquer au béton de la dalle du masque des barrages CFRD.

## **6.5 . ARMATURE**

Le renforcement de la dalle du masque des barrages CFRD est généralement formé d'un ou de deux lits de barres d'armature placés à intervalles réguliers dans la dalle. Ce renforcement peut s'avérer continu ou non dans les joints de construction. Il est interrompu dans les joints de compression verticaux et dans le joint périmétral.

Il est important de souligner que, de tous les types de fissures observés dans la dalle du masque des barrages CFRD, un nombre très restreint a été imputé directement à un renforcement insuffisant (c'est-à-dire un faible pourcentage d'armature). Lorsqu'on suppose que des barres d'armature insuffisantes ont pu être à l'origine de la fissuration de la dalle, on indique généralement que les fondations présentaient des irrégularités locales ou que d'autres particularités du barrage constituent la principale cause. Le renforcement devrait être augmenté aux endroits où les irrégularités des fondations risquent de causer des contraintes de flexion dans la dalle, aux étapes intermédiaires de la construction de la dalle, lors de changements brusques dans l'alignement de la plinthe et à tout autre endroit où des caractéristiques particulières risquent de provoquer des changements localisés des contraintes. Certains de ces points peuvent être identifiés lors de la conception de l'ouvrage, tandis que d'autres peuvent apparaître en cours de construction, une fois les fondations apparentes pour leur inspection. Toutes les irrégularités locales doivent être analysées et des armatures supplémentaires doivent être prévues en conséquence. Cette façon de faire devrait représenter la pratique habituelle, et il faut prendre garde de se baser seulement sur les précédents. Il est probable qu'en procédant de cette façon, les problèmes survenus sur certains barrages auraient pu être évités.

### **6.5.1. Pourcentages d'armature**

La quantité d'armature devant être installée dans la dalle du masque des barrages CFRD est généralement indiquée sous forme de pourcentage. Celui-ci se définit comme la proportion de la surface occupée par les barres d'acier, tant dans la direction horizontale que verticale de la dalle.

Les pourcentages d'armature sont généralement choisis en fonction des expériences antérieures de barrages ayant une hauteur similaire. Avant l'apparition

care is required when pouring concrete around construction joints and waterstops. For thinner face slabs, where the clearance between reinforcement and the surface of the concrete is reduced, keeping the maximum aggregate size to the lower limit is advisable. Although there have been no reported cases of alkali aggregate reactivity (AAR) problems in the concrete face slabs of modern CFRDs (Cooke, 1999), aggregates for CFRD face slabs should be tested for soundness and reactivity, and the same precautions used for selection of aggregates for other water retaining structures should be used for CFRDs face slabs as well.

## **6.5. REINFORCING**

Reinforcing for CFRD face slabs usually consists of one or two mats of reinforcing bars placed at a regular spacing in the slab. Reinforcing may or may not be continuous through construction joints, and is terminated at vertical contraction joints and the perimeter joint.

It is important to note that of all the types of cracking that has been observed in the face slabs of CFRDs, very few have been attributed to lack of reinforcement (i.e. low reinforcement ratios) in the face slabs. When lack of reinforcement has been suggested as a cause of face cracking, local irregularities in foundation conditions or other dam features are typically cited as the main cause. Reinforcement should be added to local areas where foundation irregularities can potentially cause bending stresses in the face slab, at the locations of intermediate stages in the face slab construction, at abrupt changes in plinth alignment, and elsewhere where specific features could cause local stress changes. Some of these locations can be identified during design and some can be identified during construction when the foundation has been opened for inspection. All local conditions should be analyzed and reinforcement added in accordance with these conditions. This should be normal practice rather than simply using precedent. Probably not having done this is one of the reasons why problems have occurred in some dams.

### **6.5.1. Reinforcement Ratios**

The quantity of reinforcement to be placed in the face slabs of CFRDs is typically specified by the reinforcement ratio. The reinforcement ratio is defined as the percentage of gross cross-sectional area occupied by steel reinforcement in both the horizontal and vertical directions of the face slab.

Reinforcement ratios in CFRDs are typically based on past experience with dams of similar heights. Prior to the advent of CFRDs of compacted rockfill, reinforcement

des barrages CFRD en enrochement compacté, les pourcentages d'armature étaient généralement de l'ordre de 0,5 % de la dalle du masque, tant à l'horizontale qu'à la verticale. Depuis, les pourcentages d'armature ont été réduits à 0,35 % à l'horizontale et à 0,40 % à la verticale. Par ailleurs, Cooke (1999) souligne que des pourcentages inférieurs ont déjà été utilisés et sont envisagés pour la construction de nouveaux barrages CFRD. Il estime que des pourcentages de 0,30 % à l'horizontale et de 0,35 % ou même de 0,30 % à la verticale pourraient être considérés. Ces pourcentages d'armature demeurent d'environ 0,40 % à l'horizontale et à la verticale dans les 10 m environ du joint périmétral. Si on examine les pourcentages d'armature utilisés dans les barrages CFRD de conception et de construction récentes, on constate une certaine corrélation entre ce pourcentage et la hauteur du barrage. Des pourcentages d'armature supérieurs sont généralement utilisés pour les grands barrages CFRD, tandis que des pourcentages inférieurs se trouvent plus fréquemment dans les plus petits barrages.

### **6.5.2. Espacement des barres et recouvrement de béton**

Les caractéristiques de la dalle du masque des barrages CFRD en matière d'espacement et de recouvrement de béton correspondent à celles utilisées en général pour les structures hydrauliques en béton armé. Les barres d'armature se situent habituellement au centre de la dalle ; remarquons toutefois que, tel que discuté précédemment, il est possible d'envisager de positionner les barres à un autre endroit dans le but de minimiser les fissures liées au moment de flexion dans les zones où la dalle est soumise à ces contraintes. La pratique courante veut qu'on utilise des barres présentant un diamètre inférieur, à des espacements plus rapprochés, afin d'obtenir une résistance aux fissures accrue. D'autre part, l'espacement des barres devrait également tenir compte de la nécessité d'avoir un espace suffisant permettant de couler le béton et de le consolider. Le recouvrement en béton des barres est généralement choisi à une distance minimale de 100 à 150 mm.

### **6.5.3. Acier anti-éclatement**

Dans les grands barrages CFRD, les contraintes de compression au niveau du joint périmétral peuvent s'avérer très élevées pendant la construction et avant la mise en eau du réservoir. Ces importantes contraintes à cet endroit risquent de provoquer l'éclatement du béton à proximité du joint périmétral si des mouvements devaient survenir (CIGB, 1989). Pour parer à une telle éventualité, du renforcement supplémentaire est prévu à proximité de la lame d'étanchéité du joint périmétral, au niveau des joints horizontaux entre diverses étapes de construction et, dans certains cas, au niveau des joints verticaux. Ces renforcements sont généralement formés d'un ou de deux lits supplémentaires d'armature au-dessus ou sous le lit central, depuis le bord de la dalle jusqu'à une distance d'environ 2 m du joint. L'acier anti-éclatement n'est pas considéré essentiel pour les plus petits barrages CFRD. Les contraintes de compression que subissent les bords de la dalle du masque sont relativement faibles pour les barrages CFRD de moins de 50 m environ, et les dalles plus minces utilisées pour ces petits barrages empêchent la mise en place de lits supplémentaires d'armature. L'acier anti-éclatement n'a pas été utilisé dans la dalle du masque du barrage CFRD de 24 m du projet hydroélectrique de Keenleyside, en Colombie-Britannique.

ratios were typically on the order of 0.5% in both the horizontal and vertical dimensions of the face slab. Since then reinforcement ratios have decreased to 0.35% in the horizontal direction and 0.40% in the vertical direction. Cooke (1999) indicates that lower reinforcement ratios have been used and are being considered for new CFRDs. He states that reinforcement ratios as low as 0.30% in the horizontal direction and as low as 0.35% or even 0.30% in the vertical direction may be considered. Reinforcement ratios are still kept to about 0.40% in both the horizontal and vertical directions within about 10 meters of the perimeter joint. A review of reinforcement ratios used in CFRDs designed and constructed in the recent past suggests a rough correlation between reinforcement ratio and the height of the CFRD. Higher reinforcement ratios are typically used in high CFRDs while lower reinforcement ratios are more common in lower CFRDs.

### **6.5.2. Bar Spacing and Concrete Cover**

Spacing and concrete cover requirements for CFRD face slabs follow typical practice for reinforced concrete hydraulic structures. Reinforcement is usually located at the midpoint of the slab; however, alternative locations, as discussed previously, may be considered to help minimize cracking due to moment bending in areas where slabs may become stressed. Current practice typically calls for using smaller diameter bars at closer spacing to provide for increased resistance to cracking of concrete. However, bar spacing should also consider proper clearance for concrete placement and consolidation. Concrete cover is typically set at a minimum of 100 to 150 mm.

### **6.5.3. Anti-Spalling Steel**

In high CFRDs compressive stresses at the perimeter joint can be very high during construction and prior to reservoir filling. High compressive stresses at this location can cause spalling of the concrete near the perimeter joint if movement should occur (ICOLD, 1989). To prevent spalling, additional local reinforcement is added near the waterstop at the perimeter joint, at the horizontal joint between stages, and in some cases at vertical joints. This reinforcement typically consists of one or two additional layers of reinforcement above or below the center layer of reinforcement extending from the edge of the slab to a distance of 2 meters or so from the joint. Anti-spalling steel is not considered necessary for lower CFRDs. Compressive stresses imposed on the edges of the face slab are much lower for CFRDs under about 50 meters high, and the thinner face slabs used for lower CFRDs preclude the placement of additional layers of reinforcement. Anti-spalling steel was not used in the face slabs of the 24 meter high CFRD for the Keenleyside Powerplant Project in British Columbia.

Pour les grands barrages situés dans des gorges étroites, il est recommandé d'utiliser de l'armature anti-éclatement dans la dalle au contact de tous les joints verticaux. Les contraintes de compression élevées auxquelles le centre du barrage est soumis exigent le recours à ce renforcement. Dans ces cas, une réduction de l'épaisseur de la dalle entraîne une réduction de l'armature, si le pourcentage demeure inchangé. Par conséquent, une attention particulière doit être accordée à l'épaisseur de la dalle et au pourcentage d'armature de ces grands barrages qui sont situés dans des gorges étroites et dont l'enrochement présente un faible module de déformation.

Choisissant d'utiliser une dalle relativement mince (30 cm), les concepteurs de certains barrages ont épaissi la dalle à proximité de la plinthe, à l'endroit où des mouvements relativement importants étaient à prévoir en raison des caractéristiques du remblai. Étant donné que les contraintes de compression au point de contact avec la plinthe sont directement liées aux déformations ayant eu lieu avant la mise en eau, une augmentation de l'épaisseur de la dalle (45 cm) réduit ces contraintes. Des barres d'armature anti-éclatement sont également prévues. Compte tenu de l'augmentation de l'épaisseur de la dalle, des barres d'armature additionnelles sont ajoutées pour obtenir le même pourcentage d'acier. La capacité accrue de tolérer les contraintes de flexion à cet endroit fait en sorte qu'il est particulièrement facile de faire face aux problèmes provoqués par l'utilisation d'une bordure profilée soutenant la dalle du masque. Les caractéristiques de cette méthode (Marulanda et Pinto, 2000) sont propices à l'apparition de charges de tension dues aux changements des propriétés de déformabilité des matériaux sous la dalle du masque.

#### **6.5.4. Armature de fibre**

Bien que les barres d'armature représentent la méthode normalisée pour renforcer la dalle du masque des barrages CFRD, d'autres types de renforcements ont été pris en considération au cours des dernières années. Budweg (2000) évalue les aspects techniques et économiques liés à l'utilisation de fibres d'acier en guise de renforcement pour la dalle du masque des barrages CFRD. Ses études ont porté sur les avantages des renforcements sous forme de fibres d'acier pour les dalles par rapport aux armatures conventionnelles. Une flexibilité accrue du béton de la dalle du masque et une meilleure résistance à la propagation des fissures font partie des points forts de cette méthode. Bien que le coût des matériaux du béton armé traditionnel et du béton renforcé de fibres soit similaire, les fibres étant introduites directement dans le mélange de béton, il n'est donc pas nécessaire de construire et de mettre en place un lit d'armature, ce qui permet ainsi de gagner du temps et de réduire les coûts de la main-d'oeuvre. D'après Budweg, il serait possible de réaliser des économies de 10 à 15 % grâce à une réduction du temps requis et du coût de la main-d'oeuvre. On a pris en considération l'utilisation d'un renforcement en fibres pour la dalle du masque en vue de la construction de certains nouveaux barrages CFRD (Jiang et Zhao, 2000). Cette méthode en est toutefois encore aux stades de développement pour les applications liées à la construction des barrages CFRD et elle n'a pas encore été utilisée dans un barrage CFRD complété jusqu'à ce jour.

### **6.6. LIAISON DE LA DALLE DU MASQUE À LA BORDURE PROFILÉE**

Marulanda et Pinto (2000) suggèrent que si la méthode des bordures profilées est adoptée au point de contact entre la dalle de béton et le remblai, la surface extérieure

For high dams in narrow canyons anti-spalling reinforcement is advisable for all vertical joints. At the center of the dam high compression stresses require the use of this reinforcement. For these dams reduction in slab thickness has the additional consequence of reducing reinforcement if steel ratio is maintained constant. Therefore detail consideration must be given to slab thickness as well as steel ratio for these high dams with low modulus rockfill in narrow canyons.

If a relatively thin slab (30 cm) is chosen, designers of several dams have widened the slab close to the plinth where relatively large movements are expected because of rockfill quality. As compression stresses at the contact with the plinth are directly related to the amount of settlement before impounding, an increase of the slab thickness (45 cm) reduces those stresses. Anti-spalling reinforcement is also included. As the slab thickness is increased, additional reinforcement is added to maintain the same steel proportion. The additional capacity to absorb bending stresses at this location is particularly favorable to deal with practical problems that have been created with the use of the concrete curb to support the face slab. The details associated with this method, Marulanda and Pinto, 2000, create the possibility of tension loading caused by the changes in deformability characteristics of the materials behind the face.

#### **6.5.4. Fiber Reinforcement**

Reinforcing bars are the standard method of reinforcement for the face slab of the CFRD; however, other types of reinforcement have been considered in recent years. Budweg (2000) evaluated the technical and economic aspects of steel fiber reinforcement for CFRD face slabs. His study considered the beneficial aspects of steel fiber reinforcement for CFRD face slabs with respect to conventionally reinforced slabs. These beneficial aspects include increased flexibility of the face slab concrete and increased resistance to crack propagation. Although material costs of conventionally reinforced concrete and fiber reinforcement are similar, fiber reinforcement is introduced directly into the concrete mix, and can provide schedule and labor cost savings since a mat of reinforcing bars does not have to be constructed and placed. Budweg indicates that a 10 to 15 percent cost savings may be realized from schedule and labor cost reductions. Fiber reinforcement for concrete face slabs has been evaluated for some new CFRDs (Jiang and Zhao, 2000); however, fiber reinforcement is still in the developmental stages for application to CFRD construction, and has not yet been used in a CFRD completed to date.

### **6.6. BOND BETWEEN FACE SLAB AND CONCRETE CURB**

Marulanda and Pinto, 2000, have recommended that if the curb method is adopted at the interface between the concrete slab and the rockfill, the faces of the

des bordures en béton devrait être traitée afin de prévenir l'adhérence et de réduire les tensions dans la dalle du masque causées par la déformation du remblai sous l'effet de la charge de l'eau. Pour le barrage d'Ita, le premier où la méthode des bordures profilées a été utilisée, on n'a pas eu recours à un tel traitement. Pour d'autres barrages brésiliens plus récents, Machadinho et Quebra Quiexa, on a eu recours en revanche à de l'asphalte et à du plastique en feuilles pour éviter cette liaison.

Dans ses travaux de 1939, Pearce décrit la défaillance du masque en béton du barrage San Gabriel n° 2 en Californie. Le masque en béton a été construit sous forme de dalles lamellées plutôt qu'en une seule dalle. Les dalles glissaient les unes sur les autres après le tassement du remblai. Un comportement semblable a été observé sur les appuis en mortier construits pour soutenir les joints verticaux sur le dessus de la bordure profilée du barrage d'Antamina au Pérou. Compte tenu de ce phénomène, toute la surface de la bordure a été vaporisée à l'aide d'un produit servant d'écran anti-adhérence. Les écrans anti-adhérence sont également abordés au Chapitre 8.

## 6.7. RÉFÉRENCES

- BUDWEG, F. M. G., "Steel Fiber Reinforced Concrete for the Face Slab of Rockfill Dams," *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- CASINADER, R. J., ROME, G., "Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams", *Proceedings, 16th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.
- CHEN, M., LI, Y., LI, W., and CAO, S., "Researches on Crack Prevention Techniques of Face Slab Concrete in Wuluwati High Concrete Faced Sandy Gravel Rockfill Dam," *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- COOKE, J. B., "The Development of Today's CFRD Dam," *Concrete Face Rockfill Dams*, *Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- COOKE, J. B., "Table of CFRD Experience" *Memo No.134*.
- COOKE, J. B., "CFRD-Face Cracks-Reinforcing" *Memo No.127*.
- COOKE, J. B., SHERARD, J. L., "Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design", *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 113, No. 10. American Society of Civil Engineers, October 1987.
- COOKE, J. B., "Khao Laem Dam Performance, 1984-2000", *Memo No. 178*, June 2001.
- FITZPATRICK, M. D., *et al.*, "Design of Concrete-Faced Rockfill Dams", *Concrete-Faced Rockfill Dams, Design, Construction and Performance*, J.B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GIUDICI, S., HERWEYNEN, R., and QUINLAN, P., "HEC Experience in Concrete Faced Rockfill Dams, Past, Present and Future", *Proceedings, International*

concrete curbs should be treated to prevent bond and reduce tensions in the concrete face, induced by rockfill deformation under water load. Ita, the first dam where the curb method was used did not use this treatment. Recent Brazilian dams, Machadinho and Quiebra Quiexa, however, have used asphalt as well as plastic sheets to prevent this bonding.

Pearce, 1939, described the failure of the concrete face of the San Gabriel Dam No. 2 in California. The concrete face was constructed as a laminated slab instead of in a single slab. The slabs slipped over or under each other after settlement of the fill occurred. Similar behavior was observed on the mortar pads, built on top of the curb, at Antamina dam in Peru, for the support of the vertical joints. Because of this action, the entire curb surface was sprayed with an anti-bonding agent. Bond break is also discussed in Chapter 8.

## 6.7. REFERENCES

- BUDWEG, F. M. G., “Steel Fiber Reinforced Concrete for the Face Slab of Rockfill Dams,” *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- CASINADER, R. J., ROME, G., “Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams”, *Proceedings, 16th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.
- CHEN, M., LI, Y., LI, W., and CAO, S., “Researches on Crack Prevention Techniques of Face Slab Concrete in Wuluwati High Concrete Faced Sandy Gravel Rockfill Dam,” *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- COOKE, J. B., “The Development of Today’s CFRD Dam,” *Concrete Face Rockfill Dams*, *Proceedings, Second Symposium on CFRD*, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- COOKE, J. B., “Table of CFRD Experience” *Memo No.134*.
- COOKE, J. B., “CFRD-Face Cracks-Reinforcing” *Memo No.127*.
- COOKE, J. B., SHERARD, J. L., “Concrete-Face Rockfill Dam: II. Design”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 113, No. 10. American Society of Civil Engineers, October 1987.
- COOKE, J. B., “Khao Laem Dam Performance, 1984-2000”, *Memo No. 178*, June 2001.
- FITZPATRICK, M. D., *et al.*, “Design of Concrete-Faced Rockfill Dams”, *Concrete-Faced Rockfill Dams, Design, Construction and Performance*, J.B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GIUDICI, S., HERWEYNEN, R., and QUINLAN, P., “HEC Experience in Concrete Faced Rockfill Dams, Past, Present and Future”, *Proceedings, International*

- Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANG, G. and ZHAO, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- ICOLD, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, September 2000, Beijing.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Responding to the Demands of EPC Contracts”, *Water Power and Dam Construction*, August, 2002.
- MORI, R. T., “Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams*, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- PEARCE, C. E., “Discussion of Galloway, The Design of Rockfill Dams” ASCE Transactions, Paper No. 2015, Vol. 104, 1939, pp 25-27.
- PINTO, N. L. DE S., “Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Volume 8, Issue 5, 2001.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., and LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- SOUZA, R. J. B., CAVALCANTI, A. J. C. T., SILVA, S. A., and SILVEIRA, J. F., “Xingo Concrete Face Rockfill Dam – Behavior of the Dam on the Left Abutment ,” *Concrete Face Rockfill Dams*, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. Jr., ARAYA, J. A. M., and HUANG, Z. Y., “Planning and Construction of Tianshengqiao 1 CFRD (China)”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

- Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- JIANG, G. and ZHAO, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.
- ICOLD, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, September 2000, Beijing.
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Responding to the Demands of EPC Contracts”, *Water Power and Dam Construction*, August, 2002.
- MORI, R. T., “Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams*, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- PEARCE, C. E., “Discussion of Galloway, The Design of Rockfill Dams” ASCE Transactions, Paper No. 2015, Vol. 104, 1939, pp 25-27.
- PINTO, N. L. DE S., “Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Volume 8, Issue 5, 2001.
- PRUSZA, Z., DE FRIES, K., and LUQUE, F., “The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- SOUZA, R. J. B., CAVALCANTI, A. J. C. T., SILVA, S. A., and SILVEIRA, J. F., “Xingo Concrete Face Rockfill Dam – Behavior of the Dam on the Left Abutment”, *Concrete Face Rockfill Dams*, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil, October 1999.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. Jr., ARAYA, J. A. M., and HUANG, Z. Y., “Planning and Construction of Tianshengqiao 1 CFRD (China)”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

---

## 7. PARAPET

---

### 7.1. INTRODUCTION

#### 7.1.1. Réduction du volume d'enrochement

Contrairement aux barrages en enrochement avec noyau de terre, les barrages en enrochement avec masque amont en béton se sont toujours présentés avec un parapet en béton du côté amont de la crête. Une des principales fonctions de ce parapet consiste à réduire le volume total d'enrochement, particulièrement lorsque l'enrochement doit provenir de carrières plutôt que des excavations réalisées pour la construction du barrage et de ses ouvrages connexes. Le volume d'enrochement ainsi épargné augmente avec la hauteur du barrage, surtout lorsque la vallée s'élargit en aval de l'axe du barrage. On construit généralement un parapet simple. Des économies supplémentaires d'enrochement peuvent être toutefois réalisées par la construction d'un parapet double ; un parapet est alors construit du côté amont de la crête, et un autre est construit du côté aval. Le parapet du côté aval est habituellement moins haut que celui du côté amont.

#### 7.1.2. Augmentation de l'espace de travail sur la crête

La construction de la dalle du masque requiert l'utilisation de treuils au niveau de la crête pour soutenir les coffrages coulissants et tout le matériel requis pour une construction efficiente. Il est nécessaire en outre de prévoir un accès pour le personnel, le déplacement du matériel et la livraison du béton, de l'acier et des autres matériaux. Un espace de travail de 12 m ou plus est requis pour permettre sans encombre les manoeuvres ayant trait au bétonnage. L'utilisation d'un parapet offre une surface de travail suffisamment large au niveau de la base du parapet pour la construction de la dalle du masque (voir la Fig. 36). En outre, le parapet sert de barrière contre les vagues.

### 7.2. HAUTEUR DU PARAPET

La conception du parapet a évolué dans le temps, tout comme ont évolué les barrages CFRD. Les premiers barrages CFRD, d'environ 50 m, présentaient un parapet d'une hauteur de 1 à 1,5 m. Avec l'augmentation de la hauteur des barrages CFRD associée à l'amélioration du matériel de compactage et des techniques de construction, on a adopté des parapets d'une dimension supérieure, de 4 à 8 m. Pour sélectionner adéquatement la dimension du parapet, il convient de réaliser une analyse économique pour mettre en rapport le coût de construction du parapet avec les économies en enrochement réalisées. Dans le coût du parapet, on doit prendre en compte le coût du béton, de l'armature, du traitement des joints, ainsi que les coûts supplémentaires associés à la mise en place de l'enrochement dans un espace restreint au niveau de la crête, derrière le parapet. Une liste de projets, mettant en rapport la hauteur du barrage avec la hauteur du parapet, est présentée au Tableau 6.

---

## 7. PARAPET WALL

---

### 7.1 . INTRODUCTION

#### 7.1.1. Reduced Rockfill Volume

Unlike earth core rockfill dams, concrete face rockfill dams have traditionally been provided with a concrete parapet wall at the upstream edge of the crest. A main purpose of the parapet wall is to reduce the total volume of rockfill. This is particularly true when the required rockfill is to be obtained from quarry rather than from required excavation for the dam and its appurtenant features. The volume of rockfill saved increases with the height of the dam, especially at dam sites where the valley widens downstream of the dam axis. Commonly, a single parapet wall is constructed. However, additional savings in rockfill volume can be realized by providing a double parapet wall, one at the upstream edge of the crest and another at the downstream edge. Normally, the downstream parapet wall is not as tall as the upstream wall.

#### 7.1.2. Increased Working Space at the Crest

Face slab construction requires the use of winches at the crest to support the slipforming and other equipment necessary for efficient construction. Additionally, access is required for personnel, for movement of equipment, and for delivery of concrete, steel and other material. To accommodate these activities, working space of 12 m or more is required for an efficient concreting operation. Use of a parapet wall provides a sufficiently wide working surface at the elevation of the base of the parapet wall for face slab construction, see Fig. 36. In addition, the parapet wall serves as a wave splash barrier.

### 7.2. HEIGHT OF WALL

The design of the parapet wall has evolved over time along with the evolution of the CFRD. Early CFRDs, on the order of 50 m high, utilized parapet walls on the order of 1 to 1.5 m. As the CFRD increased in height as a result of improved compaction equipment and construction techniques, taller parapet walls, ranging in height from 4 to 8 m were adopted. To properly size the parapet wall, an economic analysis should be performed relating wall cost against the savings in cost of the rockfill. The wall cost should include the cost of concrete, reinforcement, joint treatment, and the additional costs of placing rockfill at the crest in a confined space behind the parapet wall. A list of several projects, the dam heights, and the height of the parapet wall is presented in Table 6.

### 7.3. JOINT ENTRE LE PARAPET ET LA DALLE DU MASQUE

Le joint entre le parapet et la dalle du masque doit offrir une barrière adéquate contre l'infiltration de l'eau provenant du réservoir. Règle générale, la base du parapet se situe légèrement au-dessus du niveau maximal d'opération du réservoir, de sorte que le joint n'est habituellement pas submergé. Lors des crues, le parapet retient la surcharge du réservoir. Le niveau du haut du parapet est déterminé de façon à éviter un déversement lors des crues maximales probables.

Tableau 7  
Hauteur du parapet

Barrage	Hauteur du barrage, m	Hauteur du parapet, m
El Pescador	43	5
Shiroro	125	4
Golillas	125	7
Khao Laem	130	5
Mohale	145	7,5
Salvajina	148	8
Areia	160	6
Aguamilpa	185	8
Shuibuya	233	9

Le traitement minimal du joint consiste à mettre en place une lame d'étanchéité au centre ou à la base du joint, ainsi qu'un appui en mortier à la base du joint pour le soutenir. Une réserve de mastic est souvent utilisée au-dessus de la lame d'étanchéité. Si les joints verticaux de la dalle du masque contiennent une lame d'étanchéité centrale et une lame d'étanchéité inférieure, la pratique courante consiste à installer des lames d'étanchéité au centre et à la base du joint entre le parapet et la dalle du masque.

À l'heure actuelle, on tend à utiliser un joint orienté verticalement plutôt que perpendiculairement au plan de la dalle du masque. Il est plus facile de construire un joint orienté verticalement, et cela permet d'éviter la difficulté de mettre en place du béton contre un coffrage en surplomb. En outre, un joint vertical est un peu plus facile d'entretien. Le joint devrait être conçu de manière à éviter l'amincissement des bords du béton sur sa surface exposée. Au barrage de Cirata en Indonésie, une fissure s'est formée dans le béton en raison de l'amincissement des bords, ce qui a permis à la fissure de contourner la lame d'étanchéité dans le joint (Casinader, correspondance privée).

En plus d'une conception adéquate du joint, la qualité de la construction du parapet, du joint et du remblai de soutien adjacent au joint est également importante pour assurer une tenue adéquate du parapet et de son joint avec la dalle du masque. Au barrage de Gouhou en Chine, lorsque l'eau du réservoir de ce barrage, d'une hauteur de 71 m, s'est élevée durant une crue, l'eau a traversé le joint (Jiang et Zhao, 2000). Ces fuites ont engendré la migration du matériau de soutien dans le corps en

### 7.3. JOINT BETWEEN WALL AND FACE SLAB

The joint between the parapet wall and the face slab must provide an adequate barrier against leakage from the reservoir water. Commonly, the base of the parapet wall is located somewhat above the normal maximum operating reservoir level so that the joint is not normally submerged. During flood, the wall contains the reservoir surcharge. The elevation of the top of the wall is selected such that overtopping does not occur during the probable maximum flood.

Table 7  
Height of Parapet Wall

Dam	Dam Height, m	Parapet Wall Height, m
El Pescador	43	5
Shiroro	125	4
Golilas	125	7
Khao Laem	130	5
Mohale	145	7.5
Salvajina	148	8
Areia	160	6
Aguamilpa	185	8
Shuibuya	233	9

Minimum joint treatment consists of a water stop in the middle or at the base of the joint and a mortar pad at the base of the joint to provide support. Mastic filler is often used above the water stop. If the vertical face slab joint contains both a middle water stop and a water stop at the base, it is common practice to place middle and base water stops within the parapet-wall/face-slab joint.

Current trends are to use a vertical joint instead of a joint perpendicular to the plane of the face slab. The vertical joint is easier to construct and avoids the difficulty of placing concrete against an overhung form. In addition, a vertical joint is somewhat easier to maintain. Design of the joint should avoid “feather-edging” at the exposed surface of the joint. At Cirata dam in Indonesia, a crack formed as a result of the feather edge that by-passed the water stop placed within the joint, Casinader, private correspondence.

In addition to proper joint design, good quality construction of the wall, the joint, and the supporting fill adjacent to the joint is equally important in assuring adequate performance of the parapet wall and its joint with the face slab. At the 71 m high Gouhou Dam in China, when the reservoir water level rose during flood, reservoir water passed through the joint (Jiang and Zhao, 2000). The leakage resulted in piping of the support material into the coarser graded body of the dam. The end result was

enrochement du barrage, ayant des particules plus grossières. Les renards ainsi formés ont eu pour conséquence une défaillance du barrage. Les expertises et les inspections du joint ont révélé une construction de mauvaise qualité du joint, ayant favorisé l'apparition des fuites et de la défaillance. Un autre facteur ayant contribué à cet incident est la granulométrie inadéquate de plusieurs zones d'enrochement dans le barrage.

#### **7.4. JOINTS TRANSVERSAUX**

Les joints de construction transversaux sont espacés de façon à coïncider avec les joints verticaux de la dalle du masque. Ces joints sont généralement construits à intervalles de 15 m, ou encore à la moitié de la largeur des panneaux de la dalle du masque. Un remplissage des joints d'un matériau malléable, comme en fibres bitumineuses, est intégré pour permettre les déformations se produisant après la construction et les mouvements associés aux fluctuations de température. Une lame d'étanchéité continue est installée au centre du mur du parapet et à la base de sa semelle en amont. La lame d'étanchéité rejoint celle située à la base du joint unissant le parapet et la dalle du masque. Ainsi, la barrière étanche est continue des joints transversaux du parapet jusqu'au joint entre le parapet et la dalle du masque. Un produit de jointement à base de polysulfure est généralement appliqué en surface des joints exposés aux intempéries ou au réservoir.

#### **7.5. DÉTAILS DE TRANSITION AVEC LES APPUIS LATÉRAUX**

Le remblai à la crête du barrage est habituellement placé jusqu'à environ de 1,5 à 2 m du sommet du parapet. La route sur la crête se prolonge jusqu'aux appuis latéraux du barrage et elle est habituellement reliée aux routes permettant d'accéder à l'aménagement. Cela exige la réalisation d'une pente douce, habituellement de 10 % (au plus de 15 %), entre le niveau de la crête du barrage jusqu'au sommet du parapet au niveau des appuis latéraux. Règle générale, un mur au niveau des appuis latéraux est conçu afin de relier le barrage CFRD aux appuis. La géométrie de ce mur est déterminée par la topographie et par les conditions des fondations au sommet du barrage, ainsi que par les exigences de connexion dictées par les structures adjacentes comme les évacuateurs de crues.

#### **7.6. LARGEUR DE LA CRÊTE**

La largeur de la crête d'un barrage CFRD varie selon sa fonction, selon la nécessité de permettre la circulation d'équipement de construction et selon la hauteur du barrage. La crête doit pouvoir accueillir la circulation prévue, qui peut aussi bien prendre la forme de déplacements limités servant à l'entretien et à l'exploitation de l'ouvrage que du trafic dense d'une grande voie de communication. Pour accueillir les coffrages coulissants modernes servant à la construction de la dalle du masque, une largeur pouvant atteindre 20 m pourrait être requise à la base du parapet. Cette

failure of the dam. Upon investigation and inspection of the joint, poor quality construction of the joint was found to have contributed to the leakage and failure. Also, contributing to the failure was the inadequate grading of the several fill zones of the dam.

#### **7.4. TRANSVERSE JOINTS**

Transverse construction joints are spaced to coincide with the vertical joints in the face slab. These joints are commonly spaced every 15 m, or are spaced at half the face slab width. Soft joint filler, such as a bituminous fiber material, is provided to accommodate post-construction settlement and movement associated with temperature variations. A continuous water stop is provided in the middle of the wall and at the base of the upstream heel. The water stop connects to the water stop at the base of the parapet/face slab joint. This provides continuity of the water stop from the transverse wall joints to the parapet/face slab joint. A polysulphide joint sealant is commonly provided on joint surfaces exposed to the weather or to the reservoir.

#### **7.5. ABUTMENT DETAILS**

Rockfill at the crest of the dam is usually placed to within 1.5 to 2 m of the top of the parapet wall. The road on the crest of the dam continues to the abutments and normally connects to project access roads. This requires a gradual slope transition, normally 10% (maximum 15%), from the level of the dam crest to the top elevation of the parapet wall at the abutment. Commonly, an abutment wall detail is developed to connect the CFRD to the abutments. The geometry of this detail is dependent on the topography and foundation conditions at top of the dam and the connection requirements imposed by adjacent structures such as a spillway.

#### **7.6. CREST WIDTH**

The crest width for the CFRD varies depending on its use, on the necessity to accommodate construction equipment, and on the height of the dam. The crest must accommodate anticipated traffic that can range from modest traffic for maintenance and operation to heavy traffic for a major public highway. Modern slip form equipment for face slab construction requires a width of about 20 m at the base of the parapet wall. This requirement affects crest geometry and crest width. Current practice is to select a crest width of 8 to 10 m for dams of up to 150 m high and 10 to 12 m for dams taller

condition influence la géométrie de la crête, ainsi que sa largeur. La pratique actuelle consiste à prévoir une largeur d'environ 8 à 10 m pour la crête des barrages dont la hauteur va jusqu'à 150 m, et de 10 à 12 m lorsque les barrages surpassent les 150 m. La crête et la géométrie du parapet du barrage de Mohale, d'une hauteur de 145 m, sont représentées à la Fig. 36.

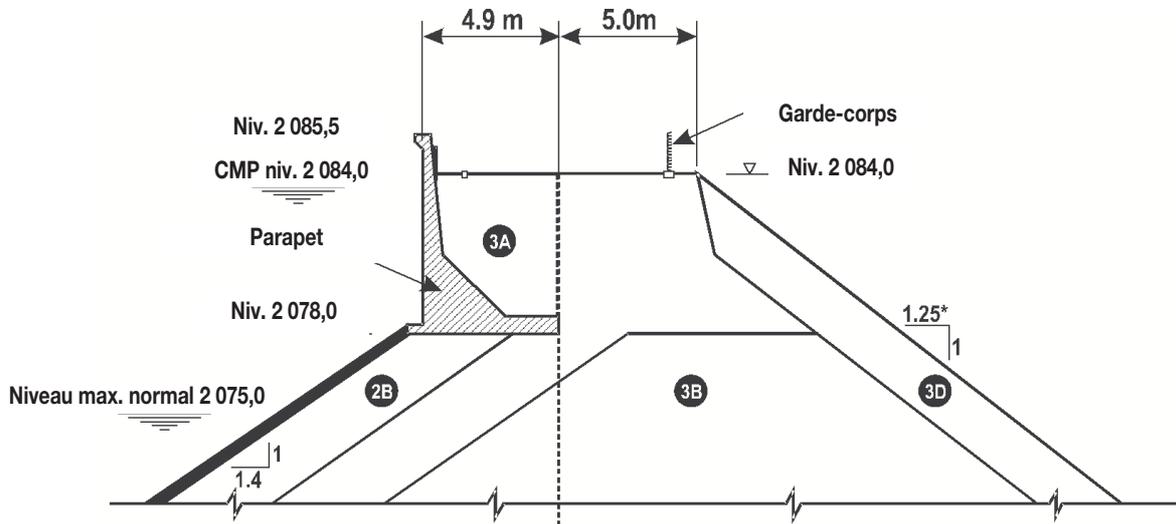


Fig. 36  
Détails de la crête, barrage de Mohale, Lesotho

2B	Pierre concassée en basalte, max. 80 mm
3A	Enrochement, max. 300 mm
3B	Enrochement, max. 1 000 mm
3D	Protection en enrochement du talus

## 7.7. ÉTUDES DE CAS

### 7.7.1. Kangaroo Creek, Australie

Dans un premier temps, le barrage de Kangaroo Creek s'élevait à 60 m ; il a été construit en 1968 en utilisant des roches friables (schistes) provenant du site, contrairement à la pratique généralement acceptée qui consiste à utiliser des roches durables. La crête avait une largeur de six mètres et le parapet au bord amont de la crête mesurait un mètre de hauteur lors de la construction de l'ouvrage. Vingt ans plus tard, on a surélevé le barrage de 4,6 m en construisant une structure en forme de boîte ouverte en béton armé, remplie d'enrochement compacté. La largeur de la crête finale du barrage surélevé a été ramenée à 4,7 m (voir Fig. 37). Un défaut de ce concept réside dans le fait que le côté aval de l'ancienne crête est mal compacté. Ce point est celui qui subit le plus de charges lorsque le niveau du réservoir s'élève.

### 7.7.2. Golillas, Colombie

Le remblai principal du barrage de Golillas, d'une hauteur de 125 m, est composé de graviers alluvionnaires plutôt que d'enrochement. La largeur de la crête de ce

than 150 m. The crest and parapet geometry for the 145-m tall Mohale Dam is shown in Fig. 36.

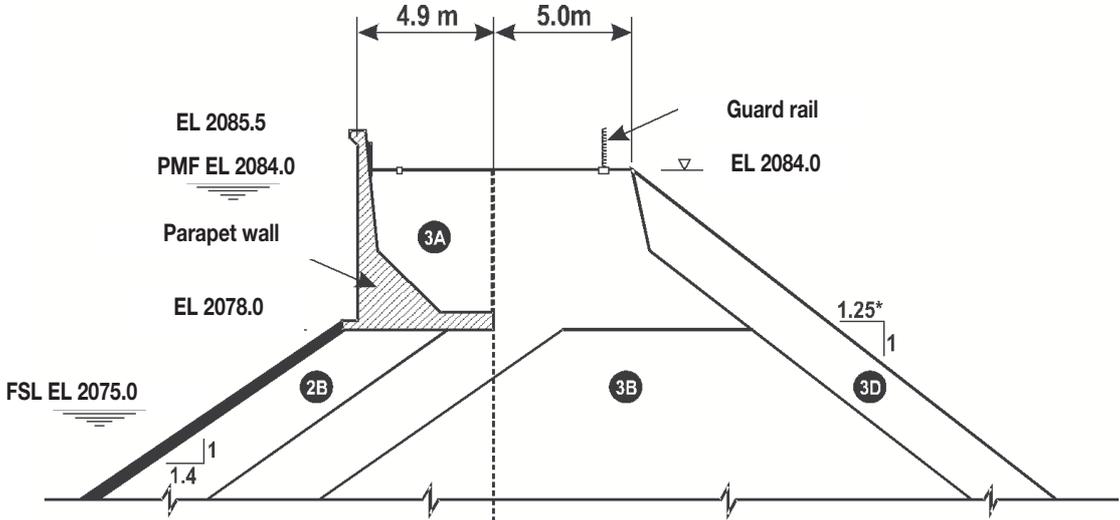


Fig. 36  
Crest Detail, Mohale Dam, Lesotho

- 2B max. 80 mm crusher-run basalt
- 3A max. 300 mm rockfill
- 3B max. 1 000 mm rockfill
- 3D Rockfill slope protection

**7.7. CASE HISTORIES**

**7.7.1. Kangaroo Creek, Australia**

The Kangaroo Creek Dam, constructed in 1968, was initially built to a height of 60 m using weak rock (schist) from the site instead of traditionally accepted practice of using durable rock. The dam was constructed with a crest width of six meters and a one-meter high parapet wall at the upstream edge of the crest. Twenty years later, the dam was raised by 4.6 m by constructing a reinforced concrete open box structure backfilled with compacted rockfill. The final crest width of the raised dam was reduced to 4.7 m (see Fig. 37). A difficulty that can arise with this concept, is that the downstream edge of the crest is poorly compacted. This location is most heavily loaded during high reservoir levels.

**7.7.2. Golillas, Colombia**

The 125 m high Golillas Dam consisted of alluvial gravel fill for the main dam embankment instead of rockfill. The dam has a crest width of 8 m and a 7 m high

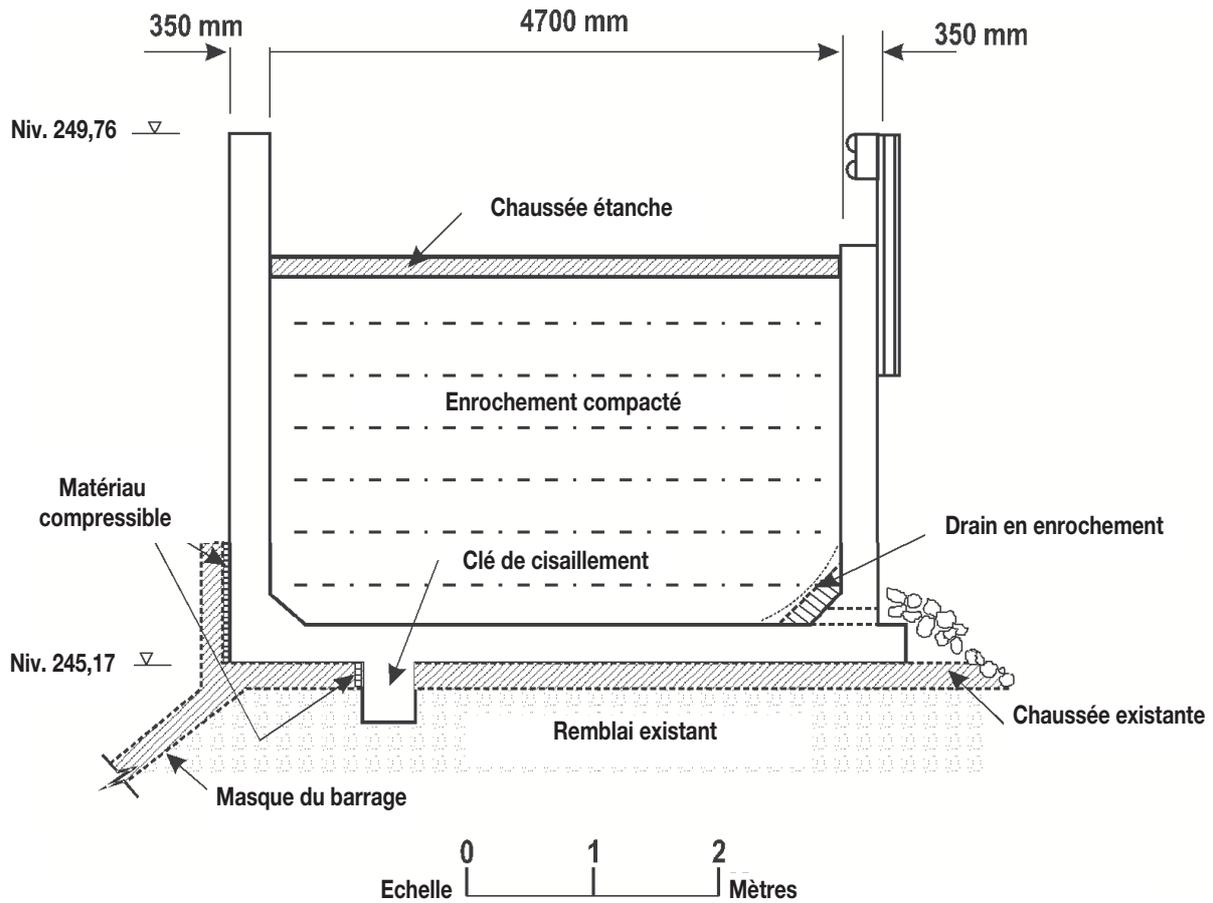


Fig. 37  
Détails de la crête, Kangaroo Creek, Australie

barrage est de 8 m, et son parapet a une hauteur de 7 m. La semelle du parapet s'étend sur toute la largeur de la crête du barrage. Elle est ancrée dans le remblai à l'aide de câbles post-tensionnés. Le joint entre la semelle du parapet et la dalle du masque est perpendiculaire à cette dernière. Le traitement du joint est similaire à celui du joint périmétral, c'est-à-dire qu'il est composé d'une lame d'étanchéité en cuivre à sa base, d'une lame d'étanchéité en PVC au centre et d'une réserve de mastic (Igas) couverte d'une membrane au sommet du joint. La Fig. 38 illustre la géométrie de la crête.

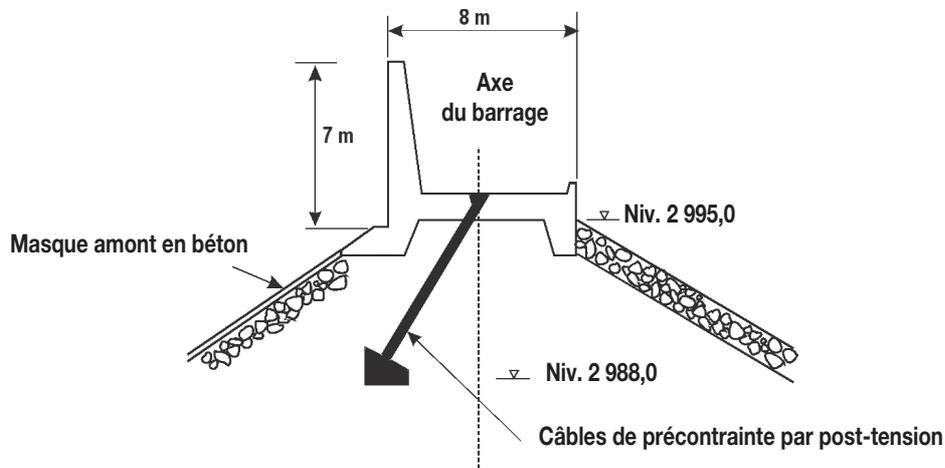


Fig. 38  
Détails de la crête, barrage de Golillas, Colombie

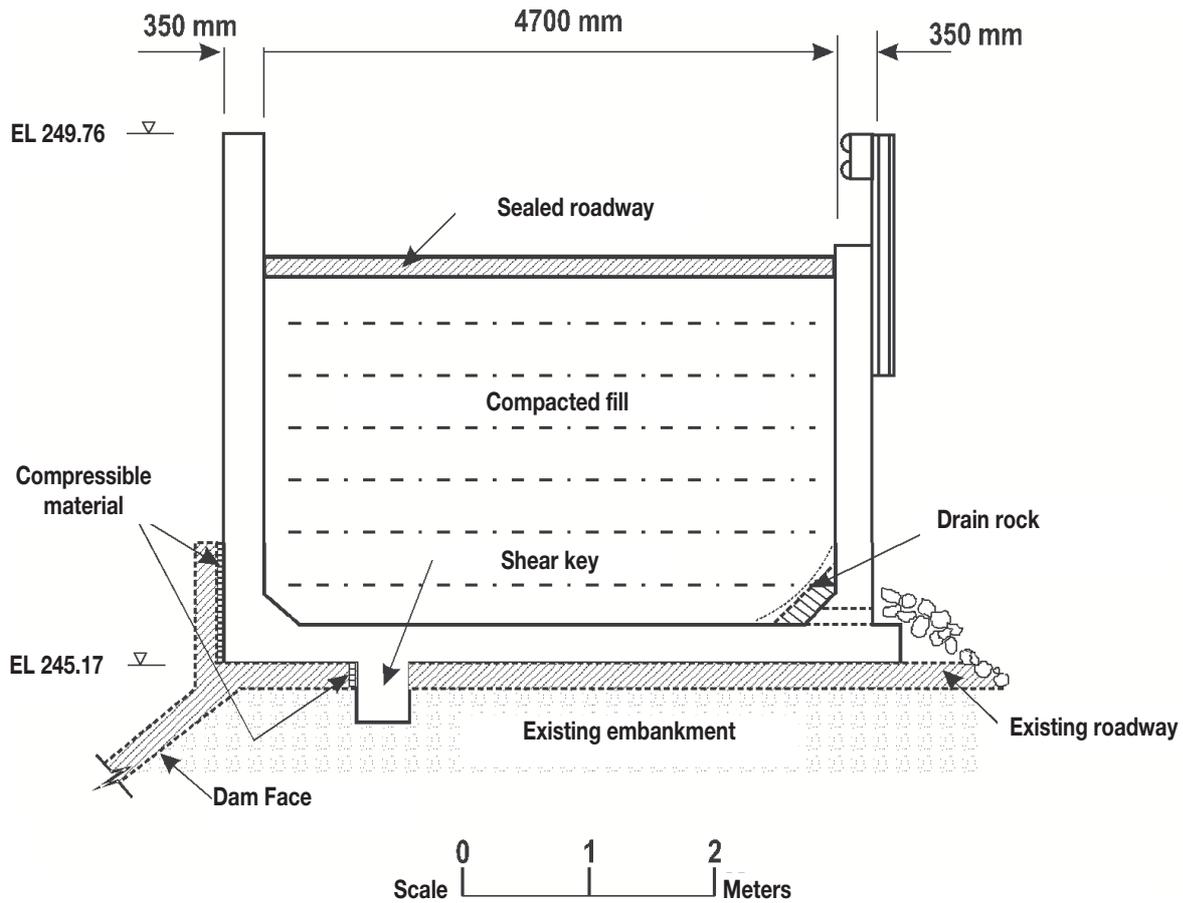


Fig. 37  
Crest Detail, Kangaroo Creek, Australia

parapet wall. The base of the parapet wall extended over the entire width of the dam crest and was anchored into the dam fill using post-tensioned tendons. The joint between the base of the wall and the face slab is perpendicular to the face slab. The joint treatment is similar to the perimeter joint, i.e. copper waterstop at the base, PVC waterstop in the middle and membrane covered mastic (Igas) at the top of the joint. Fig. 38 illustrates the crest geometry.

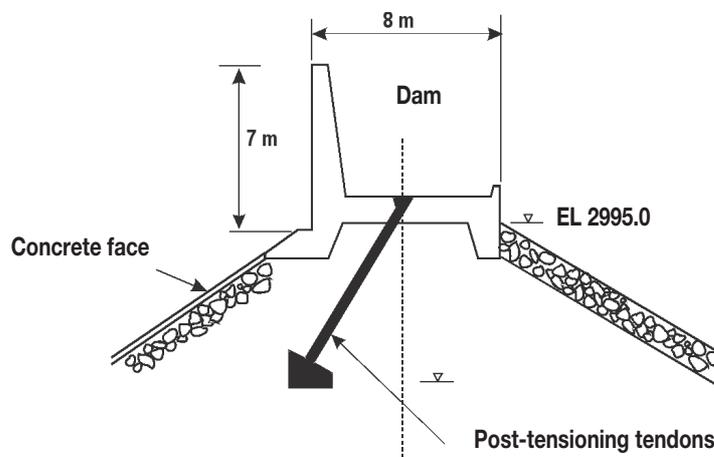


Fig. 38  
Crest Detail, Golillas Dam, Colombia

### 7.7.3. Salvajina, Colombie

Le principal matériau du remblai du barrage CFRD de Salvajina, d'une hauteur de 148 m, est du gravier compacté. Le volume du remblai a été réduit substantiellement grâce à la construction d'un parapet d'une hauteur de 8 m du côté amont de la crête et d'un autre parapet de 2,6 m du côté aval (voir la Fig. 39). Une petite plate-forme d'une largeur d'un mètre a été construite à la base du parapet du côté amont pour permettre l'accès afin d'ausculter la structure. La pratique actuelle prévoit l'utilisation d'un parapet similaire à celui de Salvajina, avec une plate-forme d'accès et un joint vertical entre la semelle du parapet et la dalle du masque.

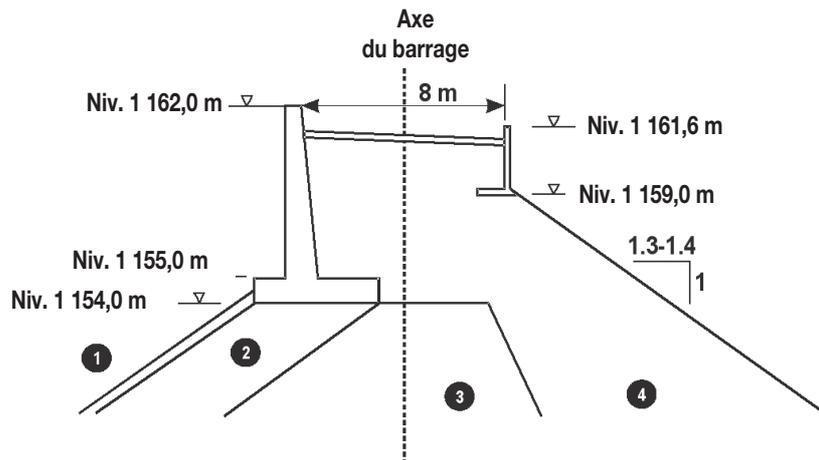


Fig. 39

Détails de la crête, barrage de Salvajina, Colombie

- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| 1 | Dalle du masque                  |
| 2 | Matériau compacté semi-perméable |
| 3 | Gravier compacté                 |
| 4 | Enrochement compacté             |

### 7.7.4. Aguamilpa, Mexique

Le barrage d'Aguamilpa, situé dans la partie occidentale du Mexique, est un barrage CFRD d'une hauteur de 187 m. Le corps principal du barrage est composé de graviers alluvionnaires compactés dans la moitié amont et d'enrochement compacté dans la moitié aval. Une partie substantielle du remblai est construite sur des fondations de sable et de graviers alluvionnaires. La largeur de la crête du barrage mesure 8 m, atteignant 10 m à certains endroits. Elle est dotée de deux parapets sur la crête, le premier d'une hauteur de 6 m du côté amont du barrage et le second d'une hauteur de 4 m du côté aval. Le niveau maximal du réservoir peut s'élever au-dessus de la base du joint entre la dalle du masque et la base du parapet. La géométrie du parapet est illustrée à la Fig. 40.

### 7.7.5. El Pescador

Le barrage El Pescador se situe dans la région de la Valle del Cauca en Colombie. Sa construction a été achevée en 2002. Le remblai de ce barrage d'une hauteur de 43 m est principalement composé d'enrochement compacté (diabase). Le parapet simple,

### 7.7.3. Salvajina, Colombia

The main embankment material for the 148 m high Salvajina CFRD is compacted gravel. The fill volume was reduced substantially by using an 8 m high parapet wall at the upstream edge of the crest and a 2.6 m high wall at the downstream edge (see Fig. 39). A one-meter-wide heel on the upstream parapet wall was used to provide access to monitoring. Current practice is to use a parapet wall similar to that at Salvajina with a heel for access and a vertical joint between the parapet wall and the face slab.

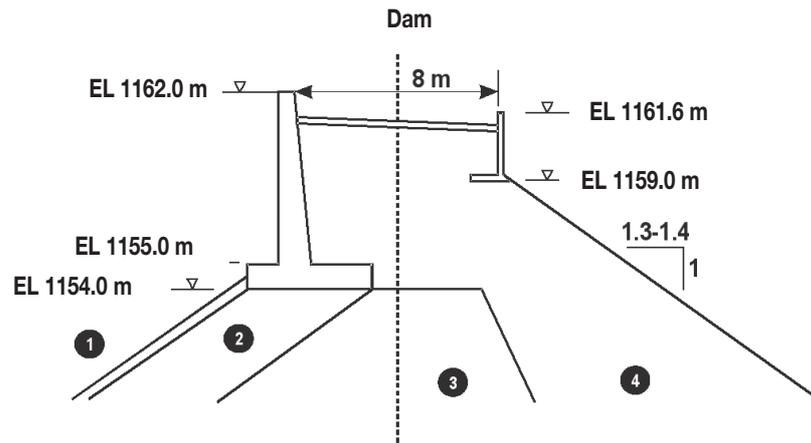


Fig. 39  
Crest Detail, Salvajina Dam, Colombia

- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| 1 | Face slab                        |
| 2 | Compacted semi-pervious material |
| 3 | Compacted gravel                 |
| 4 | Compacted rockfill               |

### 7.7.4. Aguamilpa, Mexico

Aguamilpa dam, located in the western part of Mexico, is a 187-m-tall CFRD. The main body of the embankment consists of compacted alluvial gravel in the upstream half and compacted rockfill in the downstream. A substantial portion of the embankment is founded on alluvial sands and gravels. The dam has a crest width of 8 m, expanding to 10 m, and is provided with two parapet walls on the crest, a 6 m high wall at the upstream edge and a 4 m high wall at the downstream edge. Maximum reservoir water level is allowed to rise above the base of the joint between the face slab and the base of the parapet wall. The geometry of the parapet wall is shown in Fig. 40.

### 7.7.5. El Pescador, Colombia

El Pescador dam, 43 m high, is located in the Valle del Cauca region in Colombia, it was finished in 2002. The fill is mainly composed by compacted rockfill (diabase). The single parapet wall, 5 m. high, is placed at the upstream edge of the crest between

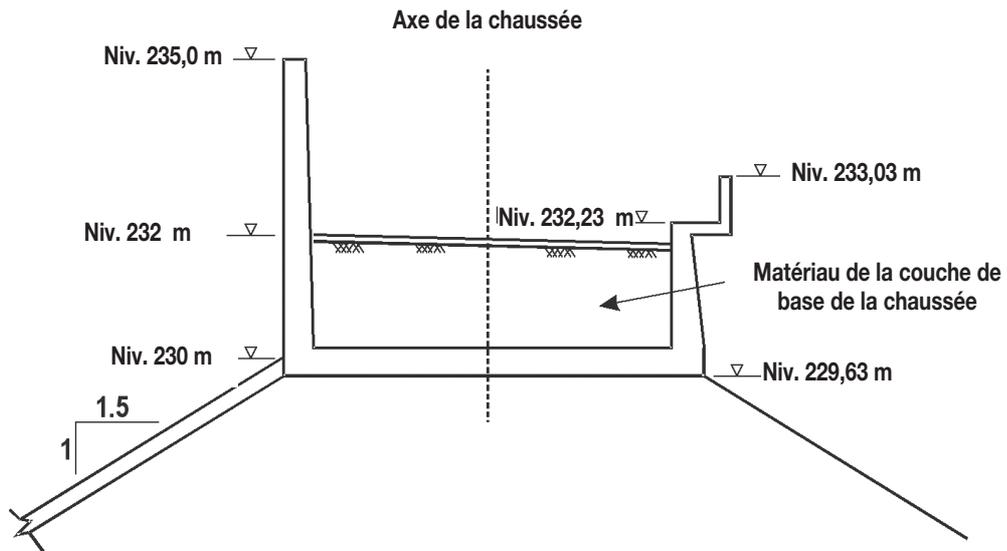


Fig. 40  
Détails de la crête, Aguamilpa, Mexique

d'une hauteur de 5 m, se situe du côté amont de la crête, entre les niveaux 1 408 et 1 413 m. Une fois le parapet terminé, le remblai a été élevé jusqu'au niveau 1 412 m. Le parapet présente des joints verticaux à des intervalles de 15 m tout le long de la crête ; ceux-ci sont alignés avec les joints de la dalle du masque en béton. La Fig. 41 illustre la géométrie de la crête.

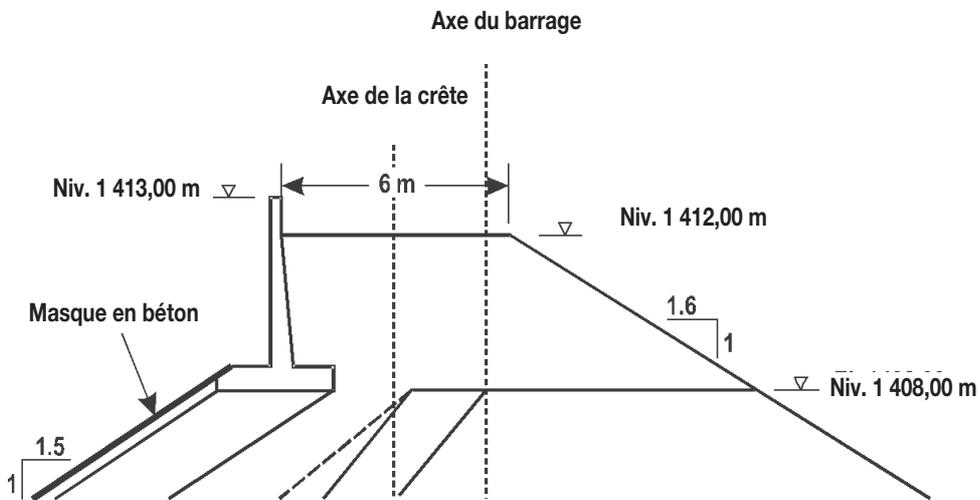


Fig. 41  
Détails de la crête, barrage El Pescador, Colombie

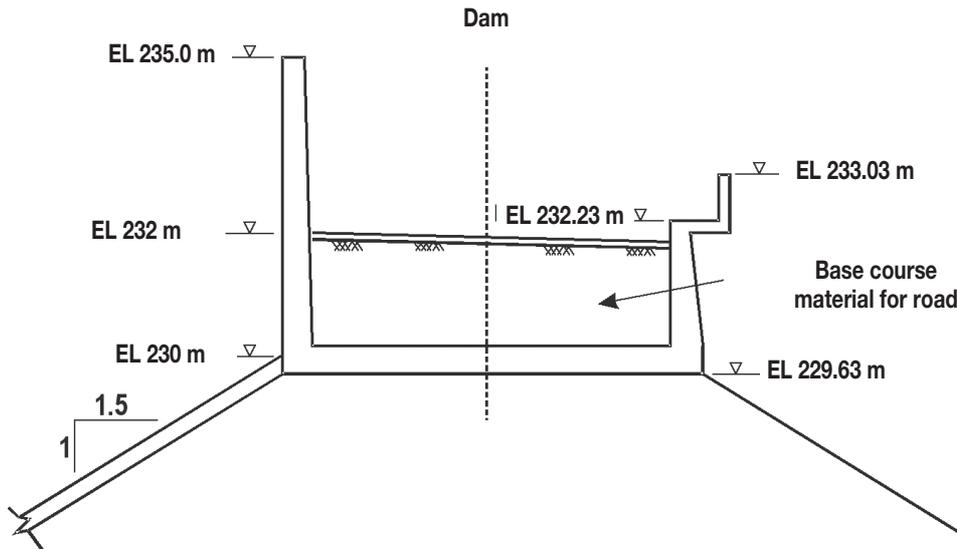


Fig. 40  
Crest Detail, Aguamilpa, Mexico

elevations 1408 and 1413. After the completion of the parapet the fill was raised to elevation 1412. The parapet has vertical joints each 15 m along the crest, aligned with the joints between the slabs in the concrete face. Fig. 41 illustrates the geometry of the crest.

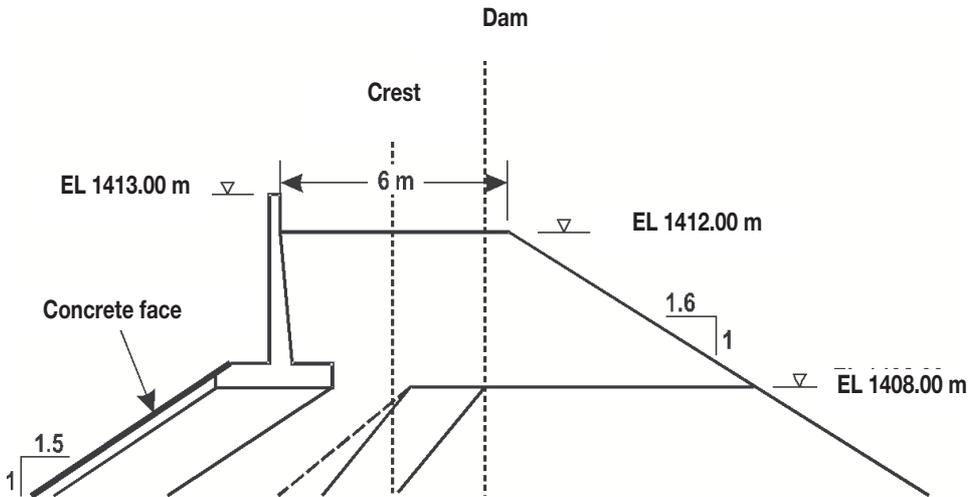


Fig. 41  
Crest Detail, El Pescador Dam, Colombia

## 7.8. RÉFÉRENCES

- AMAYA, F. and MARULANDA, A., “GOLILLAS dam – Design, Construction and Performance”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, pp. 98-120, Detroit, October 1985.
- GOOD, R. J., BAIN, D. L. W., and PARSONS, A. M., “Weak Rock in Two Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October 1985.
- GUOCHENG, J., and ZENGKAI, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, pp. 1-20, Beijing, China, September 2000.
- MONTANEZ-CARTAXO, L. E., HACELAS, J. E., and CASTRO-ABONCE, J., “Design of Aguamilpa Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams (Especially CFRD)*, Volume I, pp. 337-364, Beijing, China, October 1993.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A. and HACELAS, J. E., “Design Features of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, pp. 266-285, Detroit, October 1985.

## 7.8. REFERENCES

- AMAYA, F. and MARULANDA, A., “Golillas dam – Design, Construction and Performance”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, pp. 98-120, Detroit, October 1985.
- GOOD, R. J., BAIN, D. L. W., and PARSONS, A. M., “Weak Rock in Two Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October 1985.
- GUOCHENG, J., and ZENGKAI, Z., “High Concrete Face Rockfill Dams in China”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, pp. 1-20, Beijing, China, September 2000.
- MONTANEZ-CARTAXO, L. E., HACELAS, J. E., and CASTRO-ABONCE, J., “Design of Aguamilpa Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams (Especially CFRD)*, Volume I, pp. 337-364, Beijing, China, October 1993.
- SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A. and HACELAS, J. E., “Design Features of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, pp. 266-285, Detroit, October 1985.

---

## 8. ZONE DU REMBLAI ET PROPRIÉTÉS

---

Dans les premiers barrages CFRD, une mince zone de pierres sèches et massives, mises en place à la grue, assurait souvent le soutien du masque amont en béton. Cette pratique a été abandonnée lorsqu'on a commencé à mettre en place l'enrochement par couches successives compactées. Avant la construction du barrage de Cethana, on excluait habituellement les particules de moins de 50 mm de façon à disposer d'un matériau composé entièrement de grosses particules rocheuses, de sorte que le contact bloc à bloc soit garanti et que, en cas d'infiltration à travers le masque, il n'y ait pas risque de migration d'éléments fins, susceptibles de provoquer des déformations, la perte de support sous le masque et finalement la fissuration de la dalle.

Les zones de remblai du barrage et leurs fonctions respectives ont changé au fil du temps. Le présent chapitre, traitant des matériaux, de leurs fonctions et de leur granulométrie, vise à présenter un survol de la pratique actuelle, pour aider les concepteurs à sélectionner les caractéristiques adéquates des matériaux des diverses zones des barrages CFRD.

### 8.1. ZONES DES BARRAGES CFRD

La détermination des zones des matériaux de remblai des barrages CFRD et leur désignation numérique, proposées par Cooke (1988), sont illustrées à la Fig. 42. Ces désignations constituent la norme dans nombre de pays. En voici une brève description :

- *Zone 1A* : Composée de fines particules pulvérulentes allant du limon au sable fin, avec des particules isolées de gravier et de caillou de dimension maximale de 150 mm. Cette zone ne doit pas être cohérente, pour éviter que des fissures ne se forment. Le matériau de cette zone doit être mis en place par couches de 200 à 300 mm légèrement compactées. Cette zone a pour fonction de fournir des matériaux qui, au besoin, peuvent migrer dans les fissures de la dalle du masque. En outre, dans les projets récents, une zone ou une poche de limon pulvérulent ou de cendres volantes (moins de 1 m<sup>3</sup>/m de joint périmétral) a été installée sur le dessus du joint périmétral, pour fournir une réserve de matériaux facilement érodables à cet endroit critique. Cet aspect est décrit plus en détails au Chapitre 5, Joint périmétral.
- *Zone 1B* : Formée d'un mélange de limon, argile, sable, gravier et caillou servant à protéger la zone 1A. Le matériau de cette zone doit être mis en place par couches de 200 à 300 mm compactées.
- *Zone 2A* : Filtre de sable et de gravier situé jusqu'à une distance de deux à trois mètres du joint périmétral. En cas de rupture des lames d'étanchéité du joint périmétral, la zone filtre 2A empêche la migration hors du joint des particules de la taille des limons provenant de la zone 1A et, par conséquent, sert d'élément étanche auxiliaire contre les fuites. Cette zone est composée d'un matériau dont la qualité est équivalente ou presque à celle des granulats du béton. Le matériau est concassé

---

## 8. EMBANKMENT ZONES AND PROPERTIES

---

For many early CFRDs, a thin zone of massive, crane-placed, dry masonry provided support for the concrete face. This practice was abandoned when rockfill started to be placed and compacted in layers. Prior to Cethana dam the practice had been to exclude fines (particles less than 50 mm) in order to provide a material consisting entirely of coarse rock particles so that rock to rock contact would be guaranteed and, if the face leaked, there would be no possibility of fines washing out with consequent settlement and loss of support under the concrete face, causing cracking.

Zoning of the dam and the functions of the various zones have gradually evolved over the years to the present. The following discussion of materials, their functions, and their gradations is meant to provide the current state-of-the-practice and to aid the dam designer in selecting appropriate material characteristics for the several zones of the CFRD.

### 8.1. ZONING OF THE CFRD

The zoning of the CFRD and the numerical designation of the zones, as suggested by Cooke (1988), are illustrated on Fig. 42. In many countries, these zone designations are standard. A brief description follows:

- *Zone 1A:* Fine-grained cohesionless silt and fine sand with isolated gravel and cobble sized rock particles up to 150 mm. The zone should be cohesionless so that brittle cracking does not occur. The zone should be placed in 200 to 300 mm layers and lightly compacted. The zone serves as a source of material that, if required, can migrate through cracks in the face slab. In addition, at recent projects, a zone or pocket (less than 1 m<sup>3</sup>/m of perimeter joint) of non-cohesive silt or fly ash has been placed over the top of the perimeter joint to provide an easily erodible material at this critical location. This is discussed in more detail in Chapter 5, Perimeter Joint.
- *Zone 1B:* Random mix of silts, clays, sands, gravels, and cobbles to provide protection to Zone 1A. The zone should be placed in 200 to 300 mm layers and compacted.
- *Zone 2A:* Sand and gravel filter located within two to three meters of the perimeter joint. In the event of disruption of the waterstops at the perimeter joint, the filter zone 2A will prevent the movement of silt size particles through the zone and, thus, serves as secondary defense against leakage. This zone consists of material equal or nearly equal in quality to concrete aggregate. The material is manufactured and processed to specific gradation limits. Zone 2A should be placed in 200 to 400 mm

et traité pour présenter certaines limites granulométriques particulières. Le matériau de la zone 2A devrait être mis en place par couches de 200 à 400 mm, bien compactées à l'aide de compacteurs vibrants, et être protégé contre les dommages et l'érosion pendant la construction. Les caractéristiques de ce matériau sont décrites en détail, plus loin dans le présent chapitre.

L'importance de la protection fournie par le matériau filtrant au niveau du joint périmétral des barrages CFRD modernes a été amplement soulignée. En effet, la zone 2A est bien compactée à cet endroit, tout comme l'est la zone 2B adjacente. Par conséquent, le matériau situé jusqu'à une distance de 3 m ou plus du joint périmétral est dense et présente un fort module de déformation. En s'écartant du joint, la dalle du masque est soutenue par un matériau moins dense, ce qui crée des conditions favorables à l'apparition de contraintes de flexion. Ainsi, la dalle risque de se fissurer à une distance d'environ 8 à 10 m au-dessus du joint périmétral. Certains experts ont avancé que ce phénomène peut avoir contribué à la fissuration de la dalle du masque du barrage d'Ita (Pinto, 2001). On sait que quelques centimètres de matériau suffisent pour former un filtre. Le filtre 2A devrait être limité à peut-être 1 ou 2 m, plutôt que les 3 m généralement indiqués dans les spécifications.

- *Zone 2B* : La zone 2B soutient la dalle du masque et est composée de particules de la dimension du sable et du gravier. Ce matériau est mis en place en couches horizontales de 400 mm, qui sont normalement compactées par quatre passages d'un rouleau vibrant de 10 t à tambour lisse. La largeur horizontale de la zone varie de 2 à 4 m, selon la hauteur du barrage. Cette zone est composée d'un matériau dont la qualité est équivalente ou presque à celle des granulats du béton. Le matériau est concassé et traité pour présenter certaines limites granulométriques particulières. Les caractéristiques de ce matériau sont décrites en détail, plus loin dans le présent chapitre.
- *Zone 3A* : Il s'agit d'une zone de transition entre la zone 2B et la zone d'enrochement 3B ; elle est composée d'enrochement dont la dimension maximale des particules est de 400 mm ou moins. Ce matériau est mis en place en couches de 400 mm qui sont normalement compactées par au moins quatre passages d'un rouleau vibrant de 10 t à tambour lisse. La largeur horizontale de la zone varie de 2 à 4 m, selon la hauteur du barrage. Il peut s'agir d'enrochement sélectionné en carrière ou encore d'un matériau concassé de dimension inférieure à 200 ou à 300 mm, si l'approvisionnement en enrochement sélectionné de carrière est insuffisant ou discontinu.

En Australie, cette zone est désignée comme étant la zone 2C ; elle est conçue pour servir de transition entre la zone 2B et les zones dont l'enrochement est plus gros, en aval. Par conséquent, ce matériau doit respecter les critères des filtres. Il est probable qu'un traitement du matériau, comme le passage dans un crible de type grizzly pour exclure les particules de roches plus grosses, soit requis.

- *Zone 3B* : Cette zone est généralement composée d'enrochement dont la dimension maximale des particules est de 1 000 mm. Ce matériau est mis en place en couches de 1 000 mm qui sont normalement compactées par quatre passages d'un rouleau vibrant de 10 t à tambour lisse. La décision finale concernant le nombre de passages requis pour certains projets est prise à la suite d'essais où on évalue le tassement moyen de la surface de la couche d'enrochement par des mesures effectuées à intervalles de 2 à 12 passages. De l'eau est ajoutée durant la mise en place de

layers, well-compacted with vibratory compactors, and protected from damage and erosion during construction. The requirements of this material are discussed in more detail in this chapter.

Modern CFRDs have emphasized the need for filter protection at the perimeter joint. At that location, the zone 2A is well compacted as is the adjacent zone 2B. The result is a dense, high modulus material located within three or more meters of the perimeter joint. At distances away from the joint the face slab is supported by a less dense material, thus creating the possibility of bending stresses and face slab cracking on the order of eight to ten meters above the perimeter joint. Some engineers have suggested that this factor may have contributed to the face slab cracking at Ita (Pinto, 2001). It is well known that only a few centimeters of material are required to provide a filter. The filter 2A should be restricted to perhaps one to two meters instead of three meters as is commonly specified.

- *Zone 2B:* Zone 2B provides support to the face slab and consists of sand and gravel-sized particles, placed in 400 mm horizontal layers and normally compacted with 4 passes of a 10-ton smooth-drum vibratory roller. The horizontal width of the zone varies from 2 to 4 m depending on the height of the dam. This zone consists of material equal or nearly equal in quality to concrete aggregate. The material is a crushed product and manufactured to specific gradation limits. The requirements of this material are discussed in more detail in this chapter.
- *Zone 3A:* This zone is a transition between Zone 2B and rockfill Zone 3B and consists of rockfill with maximum size of 400 mm or less placed in 400 mm layers and normally compacted with at least 4 passes of a 10-ton or heavier smooth-drum vibratory roller. The horizontal width of the zone varies from 2 to 4 m depending on the height of the dam. The material may be select rockfill from the quarry or may be a crusher-run minus 200 or 300 mm product, if the supply of select rockfill from the quarry is insufficient or inconsistent.

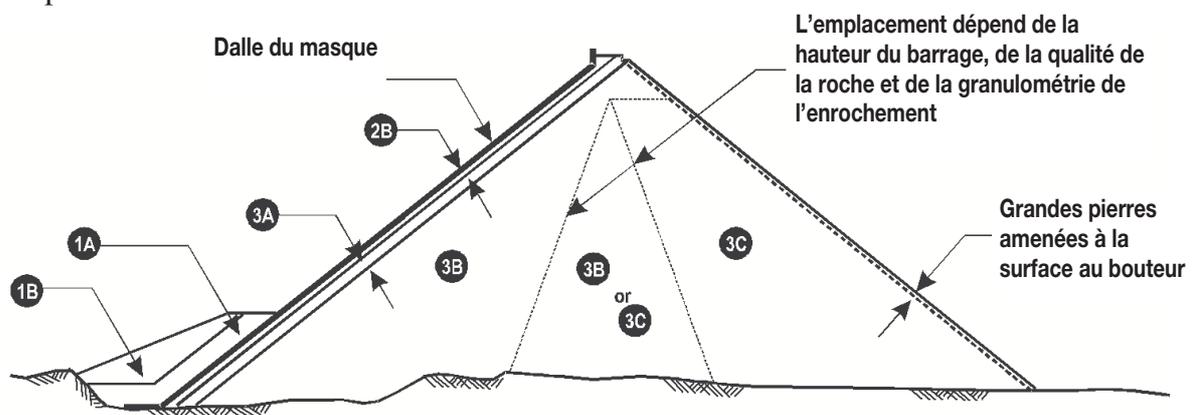
In Australia, this zone is designated Zone 2C and is designed to act as a transition between Zone 2B and coarser rockfill zones downstream. It is therefore a material that should meet filter criteria. Processing of material, such as passing the material over a grizzly to exclude the larger rock particles, is likely to be required.

- *Zone 3B:* This zone commonly consists of rockfill with maximum size of 1000 mm placed in 1000 mm layers and normally compacted with 4 passes of a 10-ton smooth-drum vibratory roller. For some projects, final decisions concerning the appropriate number of passes are made after conducting tests in which the average surface level of the rockfill layer is determined by surveying at intervals of 2 to 12 passes. Water (10%-25% of rock volume) is added during fill placement. Increasing compaction coverage, using thinner layers, and application of water are means of achieving

l'embrochement (10 à 25 % du volume de celui-ci). L'augmentation du compactage, l'utilisation de couches plus minces et le mouillage, représentent des méthodes permettant d'obtenir une densité satisfaisante en présence de roche de faible résistance. Des couches plus minces sont souvent utilisées pour les remblais en sable et en gravier. Au barrage d'Aguamilpa, on a opté pour des couches de 600 mm.

- **Zone 3C** : Cette zone est généralement composée d'embrochement dont la dimension maximale des particules est de 2 000 mm. Ce matériau est mis en place en couches de 2 000 mm qui sont normalement compactées par quatre passages d'un rouleau vibrant de 10 t à tambour lisse. Comme dans le cas de la zone 3B, l'épaisseur des couches et les mesures de compactage sont déterminées en fonction des caractéristiques du matériau.
- **Zones 3D, 3E, etc. (non représentées à la Fig. 42)** : Ces zones d'embrochement assurent un drainage contrôlé dans le remblai. Lorsque le remblai en embrochement est bien drainé, ces zones sont placées à la base du barrage, dans la section de la vallée. Lorsque le remblai est mal drainé ou encore s'il est composé de sable et de gravier, ces zones de drainage peuvent prendre la forme d'un drain cheminée continue, auquel s'ajoute un drain de sortie à grande capacité à la base du barrage. Un drainage interne à grande capacité constitue une caractéristique de sécurité des barrages CFRD.

Le remblai des barrages CFRD peut être formé de matériaux durs et solides comme les basaltes, les granites, les grauwackes et les dolomites, ou encore de matériaux plus tendres et de faible résistance comme les argilites, les siltstones, les grès et les calcaires mal cimentés. Il peut également être composé de sable, de gravier, de cailloux et de blocs rocheux d'origine alluvionnaire. Le traitement des matériaux, l'épaisseur des couches, le compactage et le drainage interne du barrage sont fonction des caractéristiques des matériaux provenant des sources d'emprunt et/ou des carrières disponibles.



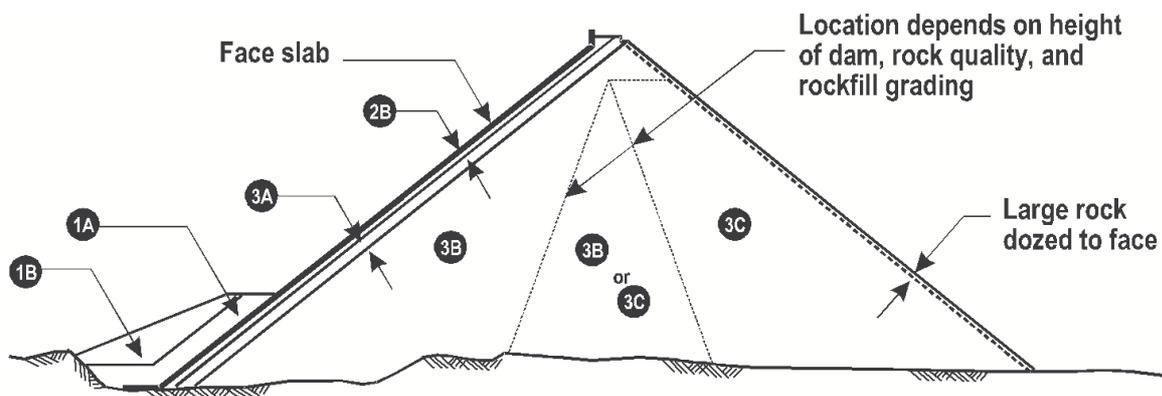
Section du barrage

1A	Sol fin pulvérulent
1B	Remblai tout-venant
2A	Matériau filtre de la zone du périmètre
2B	Pierre concassée, inférieure 75 mm
3A	Embrochement sélectionné – couches de 0,4 m
3B	Embrochement de carrière – couches de 1 m
3C	Embrochement de carrière – couches de 2 m

satisfactory density when using weak rock. Thinner layers are often used for sand and gravel fills, 600 mm layers were used at Aguamilpa.

- *Zone 3C*: This zone commonly consists of rockfill with maximum size of 2000 mm placed in 2000 mm layers and normally compacted with 4 passes of a 10-ton smooth-drum vibratory roller. As for *Zone 3B*, layer thickness and compaction effort are adjusted based on the characteristics of the material.
- *Zones 3D, 3E, etc (not shown in Fig. 42)*: These rockfill zones provide positive drainage within the embankment. In well-drained rockfill embankments, this zone or zones are placed at the base of the dam within the valley section. In poorly drained rockfills or in fills consisting of sands and gravels, these drainage zones may consist of a continuous chimney or wall drain and a high capacity underdrain at the base of the dam. High capacity internal drainage is a key safety feature of the CFRD.

The embankment of the CFRD may consist of hard strong basalts, granites, greywackes and dolomites; or the softer, weaker claystones, siltstones, sandstones, and poorly cemented limestones; or alluvial sands, gravels, cobbles and boulders. The requirements for material processing, layer thickness, compaction, and internal drainage are functions of the characteristics of the proposed borrow and/or quarry sources.



**Dam Section**

1A	Cohesionless fine-frained soil
1B	Random fill
2A	Perimeter zone filter
2B	Processed minus 75 mm
3A	Selected rockfill – 0.4 m layers
3B	Quarry run rockfill – 1 m layers
3C	Quarry fun rockfill – 2 m layers

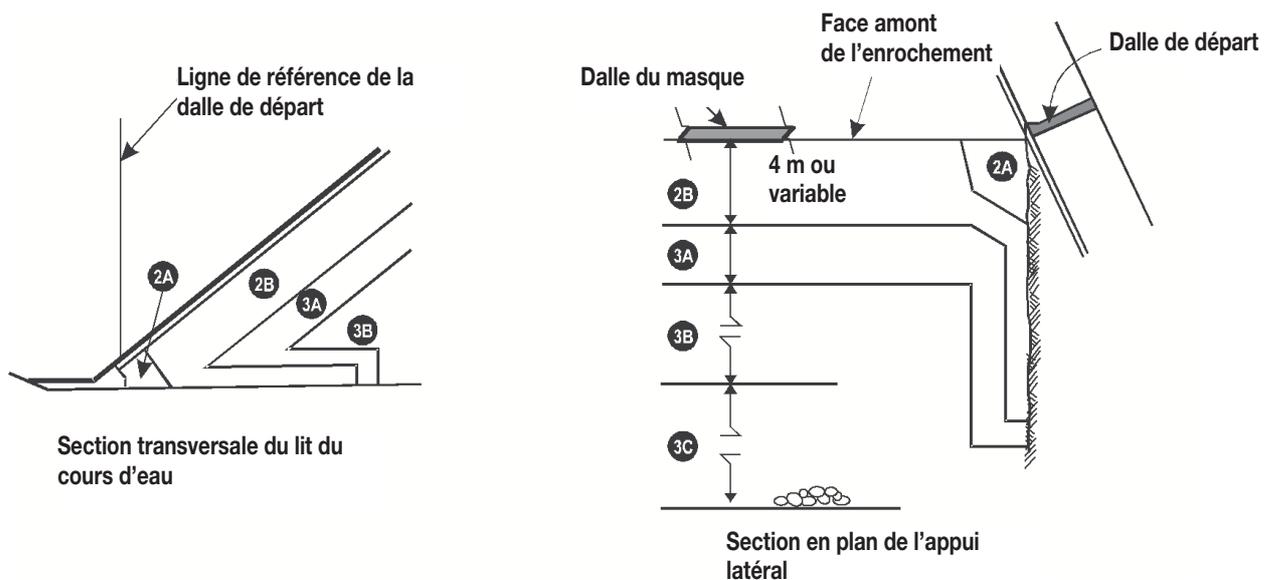


Fig. 42

Zones d'encrochement des barrages CFRD

Zone	Matériau	Granulométrie	Couche
2A	Filtre	< 36 mm	0,4 m
2B	Pierre concassée	< 75 mm	0,4 m
3A	Encrochement	< 0,4 m	0,4 m
3B	Encrochement	< 1,0 m	1,0 m
3C	Encrochement	< 2,0 m	2,0 m

Pour garantir la compatibilité à l'interface des zones, les couches devraient avoir des épaisseurs correspondant à des multiples les unes des autres, comme par exemple :

- Zone 2A, 200 mm,
- Zones 2B et 3A, 400 mm, et
- Zone 3B, 800 mm sur une distance d'environ 10 m de l'interface avec la zone 3A.

La protection des talus en aval est simplement précisée. De grandes pierres sont amenées au buteur sur la face aval et elles sont placées à l'aide d'une pelle rétrocaveuse jusqu'au profil et à la pente du talus aval, à mesure qu'avancent les travaux de construction.

## 8.2. FILTRE (ZONE 2A)

### 8.2.1. Exigences en matière de filtre

On reconnaît depuis longtemps l'importance des filtres placés du côté aval du noyau de terre ou dans le système de drains cheminée pour les barrages en terre et les barrages mixtes (CIGB, 1994). Le système de filtrage-drainage représente une deuxième ligne de défense essentielle. En cas de rupture des lames d'étanchéité du joint périmétral, laissant l'eau du réservoir s'infiltrer, le filtre de la zone 2A a pour fonction de retenir le limon et les particules de sable fin provenant de la zone 1A. Une importante perte de charge se produira dans l'interface obstruée du filtre et/ou à

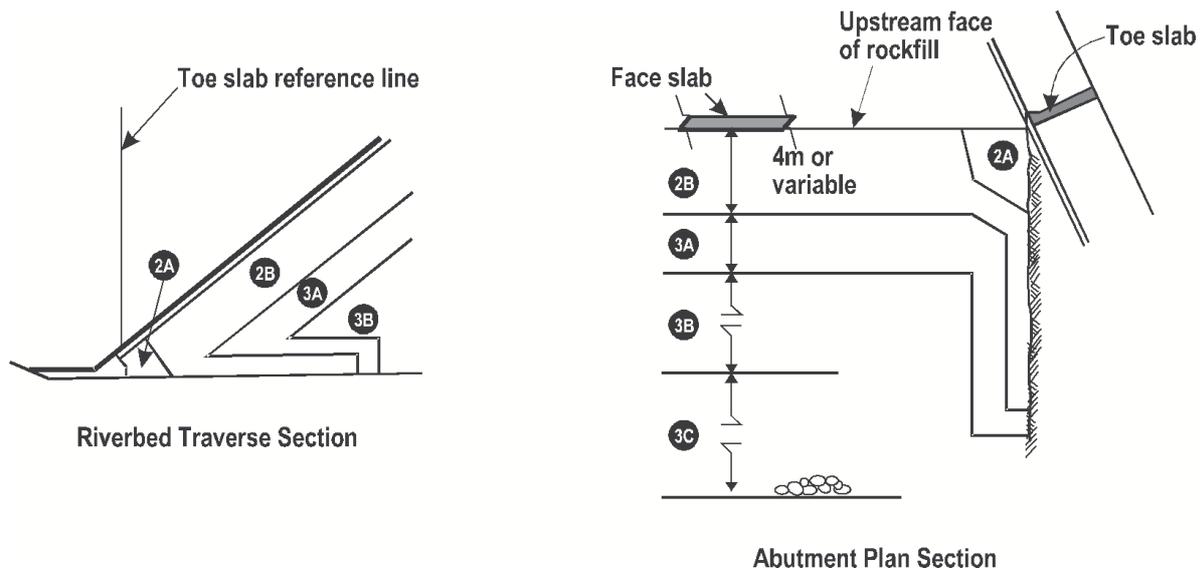


Fig. 42  
CFRD Rockfill Zoning

Zone	Material	Grading	Layer
2A	Filter	Minus 36 mm	0.4 m
2B	Crushed rock	Minus 75 mm	0.4 m
3A	Rockfill	Minus 0.4 m	0.4 m
3B	Rockfill	Minus 1.0 m	1.0 m
3C	Rockfill	Minus 2.0 m	2.0 m

Compatibility should be achieved at zone interfaces by specifying layer thickness in multiples of each other, such as :

- Zone 2A, 200 mm,
- Zones 2B and 3A, 400 mm, and
- Zone 3B, 800 mm for about 10 m adjacent to the interface with 3A.

Downstream slope protection is simply specified. Large rock are dozed to the downstream face and shaped with a backhoe to the line and grade of the downstream slope as construction proceeds.

## 8.2. FILTER (ZONE 2A)

### 8.2.1. Filter Requirements

In earth and earth-rock dam design, the importance of filters placed at the downstream face of the earth core or within a chimney drain system has long been recognized (ICOLD, 1994). The filter-drain system provides an all-important second line of defense. If the waterstops at the perimeter joint are disrupted such that reservoir leakage through the joint occurs, the 2A filter must retain silt and fine sand particles. High head loss will occur through the clogged filter interface and/or through the silts and sands trapped within the joint upstream of the filter. In addition, the filter must

travers les limons et les sables emprisonnés dans le joint en amont du filtre. Par ailleurs, le filtre doit être considérablement plus perméable que l'interface obstruée ou que le matériau emprisonné dans le joint. Les critères suivants résument ces fonctions fondamentales (CIGB, 1994) :

1. Fonction de rétention : le critère de Terzaghi classique  $D_{15}/d_{85} < 4$  assure cette fonction. Dans cette expression, les symboles suivants sont utilisés :

$D_{15}$  = dimension des particules du filtre (protégeant, ou matériau plus grossier) comptant 15 % de particules ayant un poids inférieur à cette dimension ; et

$d_{85}$  = dimension des particules de la base (protégé, ou matériau plus fin) comptant 85 % de particules ayant un poids inférieur à cette dimension.

2. Fonction de perméabilité : le critère de Terzaghi classique  $D_{15}/d_{15} > 4$  assure cette fonction. Notons qu'un respect strict de ce critère n'est pas nécessaire pour les zones 2A et 2B.

Pour respecter les critères précédents, le filtre de la zone 2A (CIGB, 1994) :

- ne doit pas se ségréger ni voir sa granulométrie changer (en se dégradant ou en se fractionnant) pendant le traitement, la manipulation, la mise en place, l'épandage ou le compactage ;
- ne doit pas montrer de cohésion ni avoir la capacité de se cimenter sous l'effet d'une action chimique, physique ou biologique. Vaughan (1982) propose l'utilisation du test du « château de sable » pour vérifier la cohésion :

« Un essai simple, qu'on peut réaliser dans un laboratoire sur le terrain, a été mis au point pour vérifier la cohésion des filtres. Il s'agit de former un échantillon cylindrique ou conique de filtre humide compacté, à l'aide d'un moule à compactage ou dans un petit seau semblable à ceux utilisés par les enfants sur la plage. On dresse l'échantillon sur un plateau (si on utilise un seau, l'opération est exactement la même que de construire un château de sable) et on remplit soigneusement le plateau d'eau. Si l'échantillon s'effondre pour adopter son angle naturel de repos, à mesure que l'eau s'élève et détruit les suctions capillaires dans le filtre, le filtre est alors non cohérent. Les échantillons peuvent être conservés pendant diverses périodes pour vérifier si des liaisons cohérentes se forment avec le temps. Cet essai représente en fait un essai de compression réalisé avec zéro pression de confinement effective et une très petite contrainte de cisaillement ; il s'agit d'un détecteur très sensible d'un faible degré de cohésion. »

- doit présenter une bonne stabilité interne, c'est-à-dire que la fraction plus grossière du filtre doit satisfaire le critère de rétention par rapport à sa fraction plus fine (évitant la formation de renards).

### **8.2.2. Filtres pour les barrages en terre et les barrages mixtes**

La recherche actuelle et les critères présentement utilisés pour la conception des barrages en terre et des barrages mixtes (en terre et en enrochement) s'avèrent pertinents pour la conception du filtre de la zone 2A des barrages CFRD. Depuis les

be considerably more permeable than the clogged interface or the material trapped in the joint. The following criteria summarize these fundamental functions (ICOLD, 1994):

1. Retention function: The classic Terzaghi criterion  $D_{15}/d_{85} < 4$  addresses this requirement. In this expression the following symbols are used:

$D_{15}$  = particle size in filter (protecting, or coarser material) for which 15% by weight of particles are smaller; and

$d_{85}$  = particle size in base (protected, or finer material) for which 85% by weight of particles are smaller.

2. Permeability function: The classic Terzaghi criterion  $D_{15}/d_{15} > 4$  addresses this requirement. It is noted that strict adherence to this criterion with respect to Zones 2A and 2B is not required.

To achieve the above functions, the Zone 2A filter (ICOLD, 1994):

- Should not segregate or change in gradation (degrade or break down) during processing, handling, placing, spreading or compaction.
- Should not have exhibit cohesion or the ability to cement as a result of chemical, physical or biological action. Vaughan (1982) suggested the use of the “sand castle” test for cohesion:

“A simple test, suitable for use in a field laboratory, has been devised to examine filter cohesion. It consists of forming a cylindrical or conical sample of moist compacted filter, either in a compaction mould, or in a small bucket such as is used by a child on a beach; standing the sample in a shallow tray (if a bucket is used the operation is exactly as building a child’s sand castle) and carefully flooding the tray with water. If the sample then collapses to its true angle of repose as the water rises and destroys the capillary suctions in the filter, then the filter is noncohesive. Samples can be stored for varying periods to see if cohesive bonds form with time. This test is, in effect, a compression test performed at zero effective confining pressure and a very small shear stress, and it is a very sensitive detector of a small degree of cohesion.”

- Should be internally stable, that is, the coarser fraction of the filter with respect to its own finer fraction must meet the retention (piping) criterion

### **8.2.2. Filters for Earth and Earth-Rock Dams**

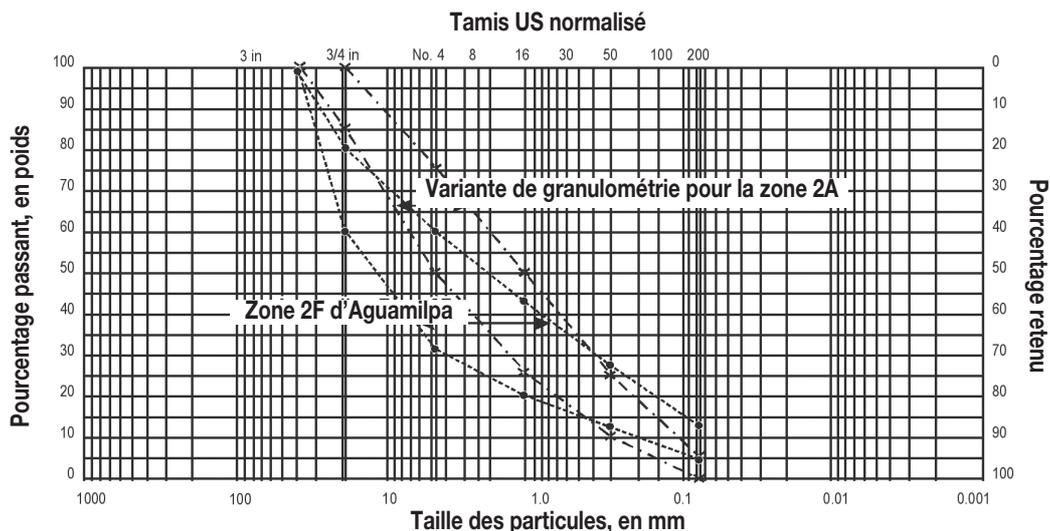
The research and criteria currently in use for the design of earth and earth-rock dams is pertinent to the design of the Zone 2A filter for the CFRD. As a result of the research by Dr. James Sherard and the US Soil Conservation Service in the 1980s

études réalisées par James Sherard, Ph.D. et par le US Soil Conservation Service dans les années 1980 (Sherard *et al.*, 1984a, 1984b, 1985, 1989), une attention considérable est accordée à la sélection de la granulométrie des filtres des barrages en terre et des barrages mixtes. Les critères de conception présentés dans les Tableaux 8 et 9 (CIGB, 1994) sont désormais utilisés par le US Soil Conservation Service, le US Bureau of Reclamation et le US Army Corps of Engineers (USDA SCS, 1986; USBR, 1987; USCOE, 1994).

### 8.2.3. Granulométrie de la zone 2A des barrages CFRD

La granulométrie du matériau utilisé pour la zone 2A du barrage d'Aguamilpa (zone 2F) est représentée à la Fig. 43. Plusieurs différences entre la granulométrie des filtres fins types des barrages en enrochement avec noyau de terre et la granulométrie type de la zone 2A des barrages CFRD ressortent :

- Le pourcentage de matériau dépassant 19 mm (3/4 po) est nettement supérieur pour la zone 2A des barrages CFRD, c'est-à-dire de 20 à 40 % par rapport au pourcentage de 0 à 15 % du filtre fin des barrages avec noyau de terre.
- Le pourcentage de matériau de la dimension du sable est inférieur pour la zone 2A des barrages CFRD, c'est-à-dire de 30 à 60 % par rapport au pourcentage de 55 à 80 %, voire 90 %, du filtre fin des barrages avec noyau de terre.
- Le pourcentage de matériau passant le tamis n° 200 (0,074 mm) est nettement supérieur pour la zone 2A des barrages CFRD, c'est-à-dire de 5 à 10 ou 12 %, par rapport au pourcentage de 0 à 5 % du filtre fin des barrages avec noyau de terre. La teneur accrue en fines, particulièrement si elle est supérieure à 10 %, réduit la perméabilité d'un coefficient de 100 ou peut-être plus, et donne de la cohésion au matériau. Les essais réalisés pour la zone 2F (zone 2A) du barrage d'Aguamilpa révèlent une perméabilité de  $7 \times 10^{-5}$  cm/s, une valeur inférieure de cent fois ou plus au filtre fin généralement utilisé pour un barrage avec noyau de terre.



Gravier		Sable			Limon	Argile
Grossier	Fin	Grossier	Moyen	Fin		

Fig. 43  
Granulométrie de la zone 2A

(Sherard *et al*, 1984a, 1984b, 1985, 1989), considerable attention is paid to the selection of the gradation of filters for earth and earth-rock dams. The design criteria presented in Tables 7 and 8, ICOLD 1994, is now used by the US Soil Conservation Service, the US Bureau of Reclamation and the US Army Corps of Engineers (USDA SCS, 1986; USBR, 1987; USCOE, 1994).

**8.2.3. Gradation for CFRD Zone 2A**

The gradation of the material utilized for zone 2A for Aguamilpa (Zone 2F) is shown on Fig. 43. Several differences are apparent between the gradations of typical fine filters for earth core rockfill dams and typical zone 2A gradations for CFRDs:

- The percentage of plus 3/4-inch material is considerably larger for the zone 2A in the CFRD, ie, 20 to 40% vs 0 to 15% for the fine filter in earth core dams.
- The percentage of sand size material is smaller for the zone 2A in the CFRD, ie, 30 to 60% vs 55 to 80 or 90% for the fine filter in earth core dams.
- The percentage of minus No 200 sieve material is considerably larger for the zone 2A in the CFRD, ie, 5 to 10 or 12% in the CFRD vs 0 to 5% for the fine filter in earth core dams. The larger quantity of fines, especially above 10%, reduces the permeability by a factor of 100 or possibly more and will cause the material to exhibit cohesion. Tests performed for the Aguamilpa Zone 2F (Zone 2A) indicate a permeability of  $7 \times 10^{-5}$  cm/s, a hundred or more times lower than the typical fine filter for an earth core dam.

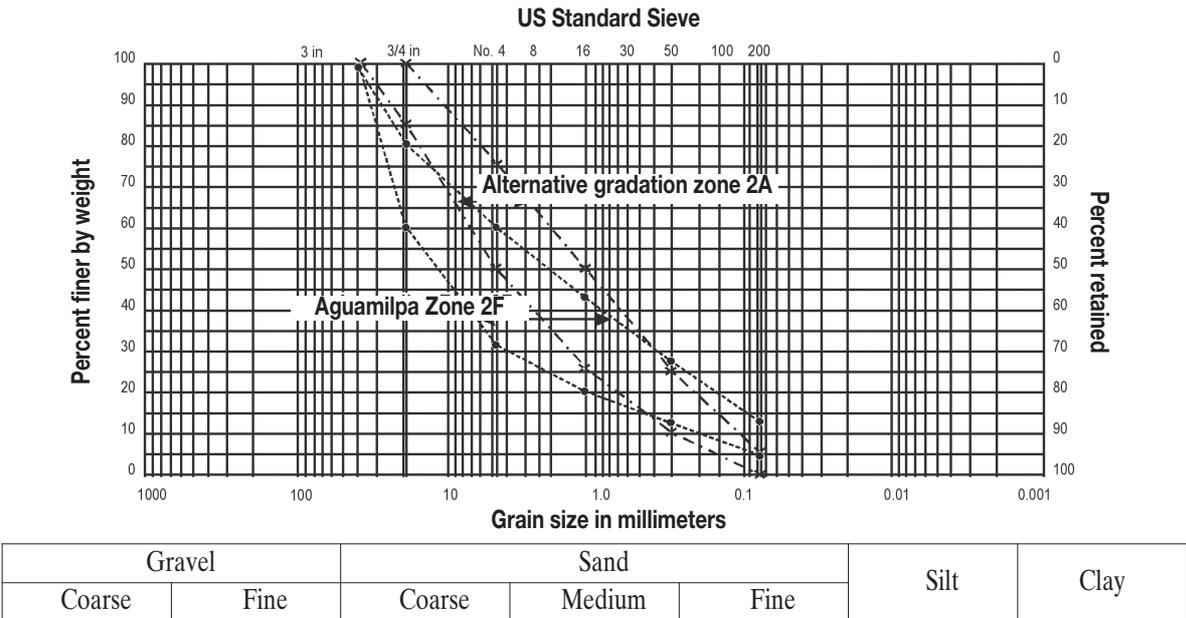


Fig. 43  
Zone 2A Gradations

Tableau 8  
Critères pour les filtres  
(CIGB, 1994 ; USDA SCS, 1986 ; USBR, 1987a ; USCOE, 1994)

Catégorie de sol de base	Description du sol de base et teneur en particules inférieures au tamis n° 200 (0,074 mm) (note 1/)	Critères du filtre (note 2/)
1	Limons et argiles ; plus de 85 %	$D_{15} \leq 9 \times d_{85}$ (note 3/)
2	Sables, limons, argiles et sables limoneux ou argileux ; 40 à 85 %	$D_{15} \leq 0,7$ mm
3	Sables limoneux et argileux ; 15 à 39 %	$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} (4 \times d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$ (notes 4/, 5/)
4	Sables et graviers ; moins de 15 %	$D_{15} \leq 4 \times d_{85}$ (note 6/)

- 1/ La désignation de la catégorie des sols contenant des particules supérieures au tamis n° 4 (4,76 mm) est déterminée à partir d'une courbe granulométrique du sol de base ayant été ajustée à 100 % passant le tamis n° 4 (4,76 mm).
- 2/ La dimension maximale des particules des filtres doit être de 75 mm (3 pouces) et un maximum de 5 % de ces particules doivent traverser le tamis n° 200 (0,074 mm) ; les fines doivent avoir un indice de plasticité (IP) correspondant à zéro. Il convient de noter qu'il faut utiliser le rapport entre  $D_{90}$  et  $D_{10}$  du Tableau 8 ci-dessous pour établir la granulométrie du filtre. Ces critères forcent les concepteurs à utiliser des granulométries uniformes pour les filtres, ce qui aide à prévenir leur ségrégation au moment de la mise en place. L'indice de plasticité (IP) est déterminé pour les matériaux traversant le tamis n° 40 (0,425 mm), conformément à la norme ASTM-D-4318. Pour garantir une perméabilité adéquate, les filtres doivent présenter une dimension  $D_{15}$  égale ou supérieure à  $4 \times d_{15}$ , mais non inférieure à 0,1 mm.
- 3/ Lorsque la valeur de  $9 \times d_{85}$  est inférieure à 0,2 mm, il convient d'utiliser 0,2 mm.
- 4/ A = pourcentage du matériau de base traversant le tamis n° 200 (0,074 mm) après tout ajustement de la granulométrie.
- 5/ Lorsque la valeur de  $4 \times d_{85}$  est inférieure à 0,7 mm, il convient d'utiliser 0,7 mm.
- 6/ Pour la catégorie 4, la valeur de  $d_{85}$  peut être déterminée à partir de la courbe granulométrique originale du sol de base sans ajustement pour les particules supérieures à 4,76 mm.

Table 8  
Criteria for Filters  
(ICOLD, 1994; USDA SCS, 1986; USBR, 1987a; USCOE, 1994)

Base Soil Category	Base Soil Description, and Percent Finer than No. 200 (0.074 mm) sieve (note 1/)	Filter Criteria (note 2/)
1	Fine silts and clays; more than 85% finer	$D_{15} \leq 9 \times d_{85}$ (note 3/)
2	Sands, silts, clays, and silty and clayey sands; 40 to 85% finer	$D_{15} \leq 0.7$ mm
3	Silty and clayey sands and gravels; 15 to 39% finer	$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} (4 \times d_{85} - 0.7 \text{ mm}) + 0.7 \text{ mm}$ (notes 4/, 5/)
4	Sands and gravels; less than 15% finer	$D_{15} \leq 4 \times d_{85}$ (note 6/)

1/ Category designation for soil containing particles larger than the #4 sieve (4.76 mm) is determined from a gradation curve of the base soil which has been adjusted to 100% passing the No. 4 (4.76 mm) sieve.

2/ Filters are to have a maximum particle size of 75 mm (3 inches) and a maximum of 5% passing the No. 200 (0.074 mm) sieve with the plasticity index (PI) of the fines equal to zero. Note that the criteria relating the  $D_{90}$  to the  $D_{10}$  shown on Table 8 below must be used to design the filter gradation ranges. These criteria force the designer to use uniform filter gradations that help to prevent segregation during placement. PI is determined on the material passing the No. 40 (0.425 mm) sieve in accordance with ASTM-D-4318. To ensure sufficient permeability, filters are to have a  $D_{15}$  size equal to or greater than  $4 \times d_{15}$  but no smaller than 0.1 mm.

3/ When  $9 \times d_{85}$  is less than 0.2 mm, use 0.2 mm.

4/ A = percent of base material passing the No. 200 (0.074 mm) sieve after any regrading.

5/ When  $4 \times d_{85}$  is less than 0.7 mm, use 0.7 mm.

6/ In category 4, the  $d_{85}$  may be determined from the original gradation curve of the base soil without adjustments for particles larger than 4.76 mm.

Tableau 9  
Limites de  $D_{10f}$  et de  $D_{90f}$  permettant de prévenir la ségrégation  
(CIGB, 1994 ; USDA SCS, 1986 ; USBR, 1987)

$D_{10}$ minimal mm	$D_{90}$ maximal mm
< 0,5	20
0,5 à 1,0	25
1,0 à 2,0	30
2,0 à 5,0	40
5,0 à 10	50
10 à 50	60

Compte tenu de la forte teneur en grosses particules (plus de 19 mm) du matériau de la zone 2A type des barrages CFRD et de sa teneur élevée en fines (inférieures au tamis n° 200, soit 0,074 mm), ce matériau est plus susceptible de présenter une ségrégation lors de sa mise en place que celui du filtre fin type des barrages à noyau de terre. La ségrégation se produit plus aisément à la limite extérieure de la zone. Le critère de rétention, essentiel, est respecté lorsqu'on adopte la granulométrie d'Aguamilpa, à moins qu'une ségrégation ne se produise.

Une variante de granulométrie pour la zone 2A est présentée à la Fig. 43 et dans le Tableau 9, à côté de celle d'Aguamilpa. Cette granulométrie limite à entre 0 et 15 % la teneur en matériaux de plus de 19 mm (3/4 de pouce), prévoit une importante part de particules de la dimension du sable, soit de 50 à 75 %, et limite à entre 0 et 5 % le pourcentage de fines traversant le tamis no 200 (0,074 mm). Par ailleurs, cette granulométrie est plus uniforme. Par exemple, le coefficient d'uniformité,  $D_{60}/D_{10}$ , de la granulométrie moyenne d'Aguamilpa est de  $10/0,13 = 77$ , tandis que pour cette variante, il est de  $3,6/0,18 = 20$ . La granulométrie du matériau de la zone 2A du barrage de Mohale au Lesotho, d'une hauteur de 140 m, suit cette variante.

Cette variante granulométrique n'a pas tendance à la ségrégation lors de la mise en place du matériau. Son contenu en fines procure un certain liant assurant sa stabilité lors de la mise en place, et sa perméabilité est à peu près la même que celle des filtres fins types des barrages en terre et des barrages mixtes, soit de l'ordre de  $10^{-2}$  cm/s. Le matériau ne présente pas de cohésion. La dimension  $D_{15}$  du matériau doit être comprise entre 0,15 et 0,6 mm. Il en résulte un excellent filtre pour le sable fin et les matériaux de la dimension du limon.

Tableau 10  
Limites granulométriques de la zone 2A des barrages CFRD

Tamis US normalisé	Taille en mm	Pourcentage passant, en poids	
		Aguamilpa Mexique (Zone 2F)	Variante de granulométrie
1 ½ po	38,1	100	100
¾ po	19,1	60 à 80	85 à 100
N° 4	4,76	32 à 60	50 à 75
N° 16	1,19	20 à 43	25 à 50
N° 50	0,297	12 à 26	10 à 25
N° 200	0,074	5 à 12	0 à 5

Table 9  
 $D_{10f}$  and  $D_{90f}$  Limits to Prevent Segregation  
 (ICOLD, 1994; USDA SCS, 1986; USBR, 1987)

Minimum $D_{10}$ mm	Maximum $D_{90}$ mm
<0.5	20
0.5 à 1.0	25
1.0 à 2.0	30
2.0 à 5.0	40
5.0 à 10	50
10 à 50	60

Because of the larger percentage of coarse particles (+3/4 inch) and the larger percentage of fines (#200) in the typical zone 2A for CFRDs, the material is more susceptible to segregation during placement than the typical earth core fine filter. Segregation occurs more readily at the outer edges of the zone. The important retention criterion is met by the Aguamilpa gradation unless segregation occurs.

An alternative gradation for Zone 2A is shown on Fig. 43 and in Table 9, along with the Aguamilpa gradation. This alternative gradation limits the percentage of plus 3/4-inch material to 0 to 15%, includes a generous percentage of sand size particles, 50 to 75%, and limits the percentage of fines passing the No. 200 sieve to 0 to 5%. In addition, the alternative gradation is more uniform, the Uniformity Coefficient,  $D_{60}/D_{10}$ , of the Aguamilpa average gradation is  $10/0.13 = 77$ , whereas the Uniformity Coefficient of the average alternative gradation is  $3.6/0.18 = 20$ . The Zone 2A for the 140-m tall Mohale Dam in Lesotho is modeled after the alternative gradation.

The alternative gradation will not segregate during placement, the fines content will provide some binder for stability during placement and the permeability will be about the same as for the typical fine filter for the earth and earth-rock dams, in the range of  $10^{-2}$  cm/s. The material will not exhibit cohesion. The  $D_{15}$  size of the material will range from about 0.15 to 0.6 mm. This will result in an excellent filter for fine sand and silt size material.

Table 10  
 CFRD Gradation Limits for Zone 2A

US Standard Sieve	Size in mm	Percent passing, by weight	
		Aguamilpa Mexico (Zone 2F)	Alternative Gradation
1 ½ "	38.1	100	100
¾ "	19.1	60 to 80	85 to 100
No. 4	4.76	32 to 60	50 to 75
No. 16	1.19	20 to 43	25 to 50
No. 50	0.297	12 to 26	10 to 25
No. 200	0.074	5 to 12	0 to 5

La granulométrie du sable à béton, allant d'environ 10 mm à une limite de 2 à 10 % passant le tamis n° 100 (0,15 mm), fait en sorte qu'il s'agit d'un matériau de remplacement adéquat pour la zone 2A.

### 8.3. MATÉRIAU DE SOUTIEN DE LA DALLE DU MASQUE (ZONE 2B)

La granulométrie du matériau sous le masque en béton, la zone 2B sur la Fig. 42, a évolué à mesure que l'expérience s'acquerrait et que la conception des ouvrages se perfectionnait. On a ainsi commencé à réduire la dimension maximale des particules et à utiliser plus de particules fines, c'est-à-dire une teneur plus élevée qu'auparavant en particules inférieures à 4,76 mm et 0,074 mm (tamis n° 4 et 200) respectivement. Les granulométries avec des dimensions maximales de 250 à 330 mm et des dimensions minimales de 50 à 75 mm n'étaient pas satisfaisantes en raison d'un niveau de ségrégation élevé. Après compactage du talus formé par ce matériau, les pierres en surface se détachaient rapidement sous l'effet des activités de construction. La surface du talus ne pouvait pas être aplanie et les surépaisseurs de béton de la dalle du masque étaient courantes.

#### 8.3.1. Recommandations du Bulletin 70 de la CIGB, 1989

La granulométrie recommandée pour le matériau d'appui de la dalle du masque dans le Bulletin 70 de la CIGB est présentée dans le Tableau 11 :

Tableau 11  
Limites granulométriques pour la zone 2B - Bulletin 70

Tamis US normalisé	Dimension en mm	Pourcentage passant, en poids
3 po	76,2	100
1 ½ po	38,1	70 à 100
¾ po	19,1	55 à 80
N° 4	4,76	35 à 55
N° 30	0,59	8 à 30
N° 200	0,074	5 à 15

Les recommandations du Bulletin 70 visent à limiter la dimension maximale des particules et à assurer une granulométrie excluant la ségrégation au moment de la mise en place, tout en comportant assez de fines pour obtenir une assez faible perméabilité. Une perméabilité cible de  $1 \times 10^{-4}$  cm/s est recommandée. Règle générale, les granulométries suivantes sont spécifiées : dimension maximale entre 76 mm et 38 mm, 35 à 55 % passant le tamis de 4,76 mm (n° 4) pour que le matériau comporte en moyenne un minimum de 40 % de grains de sable, et entre 5 et 15 % passant le tamis n° 200.

Cette granulométrie présente une faible perméabilité et une certaine cohésion. En raison de la nature fragile de ce matériau, des fissures peuvent toutefois se former en cours de construction, lorsque des déformations se produisent dans les zones de remblai. C'est ce qui s'est produit au barrage de Xingo au Brésil (Marulanda et Pinto, 2000) et au barrage de Tianshengqiao (TSQ1) en Chine (Mori, 1999).

The gradation of concrete sand, ranging from about 10 mm to a limit of 2 to 10% on the No. 100 sieve (0.15 mm), is an acceptable alternative for use as Zone 2A.

**8.3. FACE SLAB SUPPORT MATERIAL (ZONE 2B)**

The grading of the material underlying the concrete face, Zone 2B in Fig. 42, has been changing as construction experience has been gained, and design has progressed. The change has been to use a smaller maximum size and more fines, i.e., greater content of particles finer than 4.76 mm and 0.074 mm (No. 4 and 200 sieves). The gradations with maximum size of 250-330 mm and minimum size of 50-75 mm were unsatisfactory because of severe segregation. After face compaction the surface rocks loosened readily as a result of construction activity. The exterior surface could not be formed to a smooth plane and excess concrete was common.

**8.3.1. ICOLD Bulletin 70 Recommendation, 1989**

The recommended gradation for the face slab support material, as presented in ICOLD Bulletin 70, is shown in Table 11:

Table 11  
Bulletin 70 Gradation Limits for Zone 2B

US Standard Sieve	Size in mm	Percent passing, by weight
3 "	76.2	100
1 ½ "	38.1	70 to 100
¾ "	19.1	55 to 80
No. 4	4.76	35 to 55
No. 30	0.59	8 to 30
No. 200	0.074	5 to 15

The aim of the Bulletin 70 specification is to limit maximum size, to provide a grading which will not segregate during placement, and to include sufficient fines to give an acceptable low permeability. A target permeability of  $1 \times 10^{-4}$  cm/s is recommended. Typically, the following is specified: a maximum size between 76 mm and 38 mm, 35% to 55% finer than 4.76 mm (No. 4 sieve) to assure that the average material will have at least 40% sand size particles, and 5% to as much as 15% passing the No. 200 sieve.

This gradation exhibits low permeability and some cohesion. Because of the brittle nature of the material, open cracks can appear when deformations take place within the rockfill zones during construction. This occurred at Xingo Dam in Brazil (Marulanda and Pinto, 2000) and at Tianshengqiao Dam (TSQ1) in China (Mori, 1999).

*Xingo.* Au barrage de Xingo, la granulométrie de la zone I (zone 2B) prévoyait de 10 à 15 % de matériau passant le tamis n° 200 et de 35 à 55 % de sable. Lors de la mise en place du remblai, on a observé l'apparition de fissures à la surface de la zone I, à proximité de l'appui latéral de gauche. Les fissures présentaient une largeur moyenne de 20 mm, mais certaines pouvaient atteindre 56 mm; elles étaient principalement verticales. Des déplacements de 15 mm ont en outre été signalés. Dans un premier temps, la surface des fissures a été colmatée avec du mastic et la mise en place du remblai s'est poursuivie. De nouvelles ouvertures sont par la suite apparues dans les mêmes fissures, et de nouvelles fissures se sont formées plus en hauteur, dans la même zone. Avant la mise en place de la dalle du masque, les fissures ont été remplies de sable. La surface a été refaite et compactée à l'aide d'un rouleau vibrant.

Les fissures du barrage de Xingo ont été attribuées aux écarts entre les caractéristiques de déformabilité des diverses zones. Le module de déformation, calculé par le tassement mesuré, donne une valeur de 68 MPa pour la zone III (zone 3B) et de seulement 24 MPa pour la zone IV (zone 3C). À mesure que les travaux de construction avançaient, l'enrochement de la section centrale de la vallée s'est tassé sous la charge de l'enrochement superposé. Ce mouvement vers le bas à cette section d'hauteur maximale a fait en sorte que l'enrochement au niveau des appuis latéraux s'est déplacé vers la section centrale de la vallée, créant une contrainte de tension dans les zones d'enrochement des appuis latéraux. Les zones en enrochement, non cohérent, peuvent tolérer facilement ces déformations, sans dégâts importants. En revanche, le matériau de la zone 1 (zone 2B), fragile de par sa forte teneur en fines, n'a pu tolérer ces déformations sans se fissurer.

Les tassements et les déformations du barrage de Xingo ont continué dans les zones d'enrochement après la mise en eau du réservoir. Un comportement normal a été observé pendant un an et demi, avec un débit de percolation d'environ 110 l/s. Le taux de tassement enregistré par divers instruments a connu par la suite une augmentation importante pendant environ six semaines, pour ensuite retourner à des taux similaires à ceux précédents. Le débit de percolation est ainsi passé à des taux variant de 180 à 200 l/s. Les plongeurs inspectant le barrage ont relevé d'importantes fissures dans la dalle du masque, aux mêmes endroits où des fissures s'étaient formées dans la zone I (zone 2B) durant la construction. Une fissure d'une longueur de 8 m et d'une largeur de 15 mm a été identifiée localement, et un déplacement d'environ 300 mm a été observé entre deux dalles.

Ce tassement continu est étroitement lié à l'augmentation de la percolation du barrage (Sousa, 1999). Les fissures apparues dans un premier temps sur la dalle du masque ont probablement été causées par le même comportement à l'origine des fissures de la zone I (zone 2B). L'eau s'est infiltrée dans le remblai du barrage, atteignant des couches de matériau moins perméable où l'enrochement présentant une teneur plus élevée en fines a été placé. On suppose que le mouillage et la saturation résultant des fuites accrues dans cette zone a provoqué l'augmentation du taux de tassement. Ce tassement accru a fait en sorte que les fissures se sont ouvertes encore plus. Il est fortement probable que les fissures dans la zone I se sont rouvertes, favorisant les fuites d'eau. Cette réouverture des fissures expliquerait également pourquoi on n'a pas obtenu un colmatage complet après le déversement de sables avec un peu de limon.

*Xingo.* At Xingo, the gradation of Zone I (Zone 2B) included 10 to 15% minus No. 200 sieve material and 35 to 55% sands. During fill placement, cracks in the surface of Zone I were observed, close to the left abutment. Cracks had an average width of 20 mm but some were as wide as 56 mm and were essentially vertical. Offsets of the order of 15 mm were reported. Initially the cracks were sealed on the surface with mastic and fill placement resumed. New openings within the same cracks occurred as well as new cracks at higher elevations in the same zone. Prior to the placement of the face slab, cracks were filled with sand; the surface was re-graded and compacted with a vibratory roller.

Cracks at Xingo were explained by the differences in deformation characteristics between the several zones. Modulus of deformation, as calculated by measured settlement, indicated a value of 68 MPa for Zone III (Zone 3B) and only 24 MPa for Zone IV (Zone 3C). During construction, the rockfill within the valley section settled under the overlying rockfill load. This downward movement at the maximum section causes the rockfill at the abutments to settle toward the valley section creating tensile stresses within the abutment rockfill zones. The granular, non-cohesive, rockfill zones readily accept these deformations without distress. The brittle, high-fines content face support material Zone I (Zone 2B) could not accept these deformations without cracking.

Settlements and deformations at Xingo continued within the rockfill zones after reservoir filling. Normal behavior was reported during the first 1.5 years with leakage on the order of 110 l/s. Subsequently, the rate of settlement of several instruments increased significantly over a period of about six weeks, then returned to similar rates recorded prior to the increase. Leakage increased to rates ranging from 180 to 200 l/s. Diver inspections indicated major cracks in the same areas where cracks had occurred in Zone I (Zone 2B) during construction. At one location, an 8-m long crack, 15 mm wide, was detected and an offset of about 300 mm was observed between two slabs.

The on-going settlement and the increase in leakage were closely related (Sousa, 1999). Initial cracking of the face slab was probably the result of the same behavior that explained the cracks in Zone I (Zone 2B). Leakage penetrated the dam fill reaching layers of less pervious material where rockfill with higher fines content was placed. It is believed that the increased rates of settlement were caused by wetting and saturation as a result of the increased leakage in this area. The increased settlement caused cracks to open further. Most probably, cracks in the Zone I material opened again allowing increased leakage. Re-opening of cracks also explains why the complete sealing after dumping of dirty sand was not obtained.

*Tianshengqiao*. Au barrage TSQ1 en Chine, le matériau d'appui de la dalle du masque de la zone IIB (zone 2B) présente une dimension maximale des particules de 80 mm et une teneur en fines variant de 10 à 15 %. Le remblai de cet ouvrage de 180 m de hauteur a été construit en sept étapes tandis que la dalle du masque a été construite en trois étapes. Dans ses travaux de 1999, Mori signalait que plusieurs fissures verticales avaient été observées dans la zone IIB suite à l'ajout d'enrochement dans la partie aval du barrage ; leur profondeur était d'environ 3 m et leur largeur pouvait atteindre 100 mm. Les fissures d'une largeur de 30 mm et d'une profondeur de 3 à 4 m ont été colmatées à l'aide d'un mélange de coulis composé à 10 % de ciment et à 90 % de cendres volantes. Pour les fissures plus larges que 30 mm, on a opté pour un mélange de coulis composé à 5 % de ciment, à 35 % de cendres volantes et à 60 % de sable. Une couche d'armature supplémentaire a été installée sous les armatures principales, dans la zone où les fissures ont été observées. Le renforcement de la dalle du masque a été accentué pour la troisième étape du coulage du béton.

### 8.3.2. Granulométrie modifiée du Bulletin 70 de la CIGB

Le matériau de la zone 2B est sujet aux fissures pendant la construction, fissures susceptibles de se rouvrir durant l'exploitation de l'ouvrage ; par conséquent, il faut éviter la mise en place d'un matériau ayant une forte teneur en fines. Les fissures qui apparaissent ou qui se rouvrent pendant l'exploitation de l'aménagement risquent d'entraîner la fissuration de la dalle du masque à peu près au même endroit, à mesure que des déformations supplémentaires se produisent. Afin d'éviter les fissures, le matériau de la zone doit être totalement non cohérente. Ainsi, lorsque les déformations se produisent, le matériau de la zone 2B tolère les mouvements, sans la formation de fissures. Il est recommandé d'utiliser un matériau concassé et traité, de bonne qualité (proche de celle des granulats de béton), dont les particules ont une dimension maximale de 80 mm, contenant de 40 à 50 % de particules passant le tamis n°4 (4,76 mm) et un maximum de 5 % de fines non cohérentes. La granulométrie du Bulletin 70 modifiée pour le matériau de soutien de la dalle du masque est présentée dans le Tableau 12 et à la Fig. 44.

Le matériau devrait être traité par concassage, criblage et lavage, au besoin, dans le but d'obtenir un matériau bien calibré, dans lequel des particules de toutes les tailles sont représentées. Il faut éviter les granularités discontinues, comme celle qui se créerait si on mélangeait de la pierre concassée avec du sable naturel. Si on fait

Tableau 12  
Limites granulométriques modifiées du Bulletin 70 pour la zone 2B

Tamis US normalisé	Dimension en mm	Pourcentage passant, en poids		
		Limites granulométriques modifiées	Antimina Pérou	El Pescador Colombie
3 po	76,2	100	100	90 à 100
1 ½ po	38,1	70 à 100	80 à 100	70 à 100
¾ po	19,1	55 à 80	60 à 85	55 à 80
N° 4	4,76	35 à 60	40 à 55	35 à 55
N° 16	1,19	18 à 40	22 à 35	20 à 40
N° 50	0,297	6 à 18	10 à 20	0 à 22
N° 200	0,074	0 à 7 (non cohérentes)	5 à 7	0 à 8

*Tianshengqiao*. At the 180-m high TSQ1 Dam in China the face support material, Zone IIB (Zone 2B) has a maximum size of 80 mm and a fines content ranging between 10 and 15%. The embankment was raised in seven stages and the face slab was constructed in three stages. Mori, 1999, reports that several vertical cracks were observed in Zone IIB with depths of the order of 3 m and as wide as 100 mm when additional fill was placed in subsequent stages on the downstream slope of the dam. Cracks 30 mm wide and 3 to 4 m deep were filled with a grout mix of 10% cement and 90% fly ash. Cracks wider than 30 mm were filled with a grout mix consisting of 5% cement, 35% fly ash, and 60% sand. An additional layer of reinforcing steel was placed below the main reinforcement in the area where the cracks were observed. Face slab reinforcement was increased for the third concrete stage.

### 8.3.2. Modified ICOLD Bulletin 70 Gradation

Placing a brittle material, with high fines content, in Zone 2B that can crack during construction and which may re-open during project operation should be avoided. Cracks that open or re-open during project operation can lead to face slab cracks in the same general locations as additional deformations take place. In order to avoid cracks, the zone must be completely non-cohesive so that when deformations occur, the Zone 2B material will accommodate the movements without cracking. A crushed, processed good quality (approaching the quality of concrete aggregate) material with a maximum size of 80 mm, 40 to 50% passing the No. 4 sieve, and a maximum of 5% non-cohesive fines is recommended. The modified Bulletin 70 gradation for the face slab support material is shown in Table 12 and in Fig. 44:

The material should be manufactured by crushing, screening and washing as required to obtain a well-graded material with all particle sizes represented. Gap grading as might be produced by blending crushed rock with natural sand should be avoided. With care, this material will not segregate (although it does not meet the

Table 12  
Modified Bulletin 70 Gradation Limits for Zone 2B

US Standard Sieve	Size in mm	Percent passing, by weight		
		Modified Gradation Limits, Zone 2B	Antimina Peru	El Pescador Colombia
3"	76.2	100	100	90-100
1 1/2"	38.1	70-100	80-100	70-100
3/4"	19.1	55-80	60-85	55-80
No. 4	4.76	35-60	40-55	35-55
No. 16	1.19	18-40	22-35	20-40
No. 50	0.297	6-18	10-20	0-22
No. 200	0.074	0-7 (non cohesive)	5-7	0-8

attention, ce matériau ne se ségrégera pas (même s'il ne présente pas les critères présentés au Tableau 8) lors de sa mise en place, et il sera facile de le compacter par quatre passages du rouleau vibrant de 10 t. La perméabilité de ce matériau, une fois compacté, devrait normalement être supérieure à  $10^{-2}$  cm/s. Si des fines cohérentes sont utilisées, le matériau sera moins perméable et risque d'être sujet aux fissures. La principale différence entre la granulométrie modifiée de la zone 2B et celle du Bulletin 70 réside dans le pourcentage de fines traversant le tamis n° 200.

Dans ses travaux de 2002, R. J. Casinader avance que la granulométrie suivante permet à la zone 2B de remplir son rôle de « freinage » :

- 80 mm 100 % passant
- 4,76 mm (tamis n° 4) 30 à 50 % passant
- 0,074 mm (tamis n° 200), fines non cohérentes 2 à 10 % passant

Il s'agit là d'une granulométrie acceptable, à condition que la ségrégation ne se produise pas pendant la mise en place du matériau et que des fissures ne se forment pas par la suite sous l'effet des déformations du remblai. On peut utiliser l'essai du « château de sable » de Vaughn mentionné précédemment afin de vérifier si le matériau est non cohérent. Un matériau pouvant contenir 10 % de particules traversant le tamis n° 200 peut se comporter comme un matériau cohérent et ainsi se fissurer.

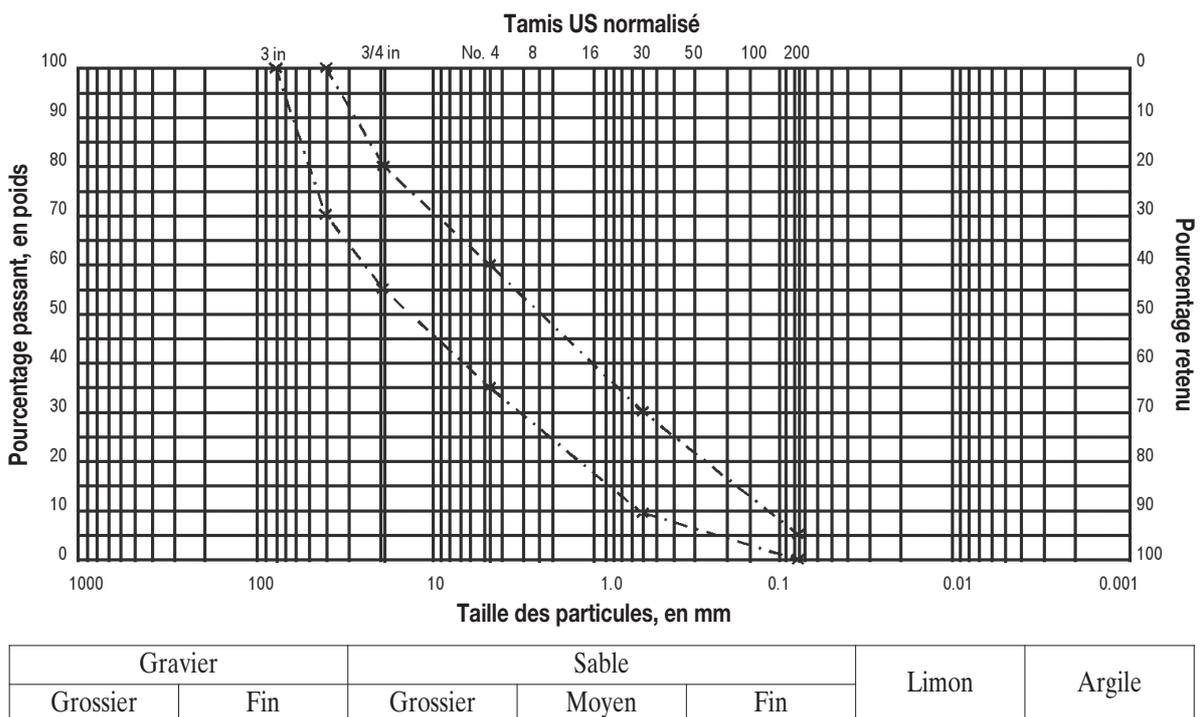


Fig. 44  
Granulométrie modifiée de la zone 2B

### 8.3.3. Matériau concassé de moins de 76 mm

Un matériau concassé de moins de 76 mm (3 pouces) a été utilisé à de nombreux barrages en guise de matériau d'appui de la dalle du masque. Si du basalte ou du

criterion presented in Table 8) during placement and will compact easily with 4 passes of the 10-ton vibratory roller. The permeability of the material, when compacted, will normally exceed  $10^{-2}$  cm/s. If cohesive fines are used, the material will be less permeable and may exhibit the ability to crack. The main difference between the modified gradation for Zone 2B and the Bulletin 70 gradation is the percentage of fines passing the No. 200 sieve.

R. J. Casinader, 2002, suggests that the “braking” function of Zone 2B can be achieved using the following gradation:

- 80 mm 100% passing
- 4.76 mm (#4 sieve) 30 to 50% passing
- 0.074 mm (#200 sieve), non-cohesive fines 2 to 10% passing

This is an acceptable gradation provided segregation does not occur during placement and cracking does not develop with subsequent deformation of the rockfill. Vaughn’s “sand castle” test, outlined previously, can be used to determine whether the material is non-cohesive. Often, a material with as much 10% passing the #200 sieve will exhibit cohesion and will support open cracks.

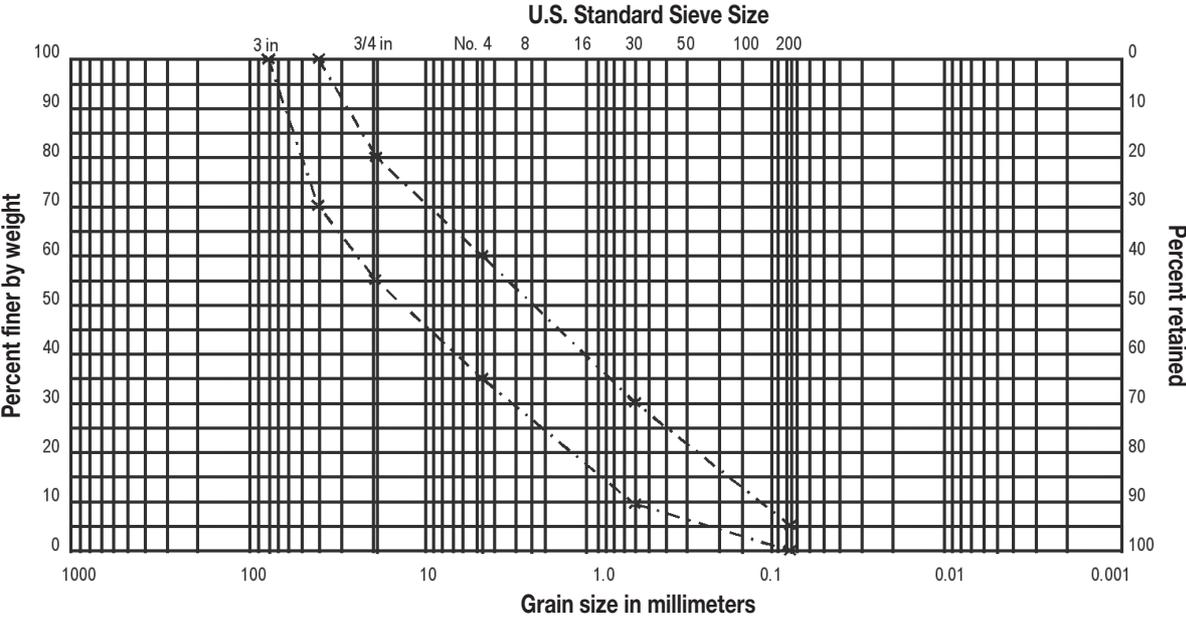


Fig. 44  
Modified Zone 2B Gradation

**8.3.3. Crusher-run minus 3” Material**

Crusher-run minus 3” material has been specified for the face support material for many CFRDs. When hard, competent basalt or granites are used, the resulting

granite compétent est utilisé, la granulométrie en résultant contient moins de 5 % de fines et entre 10 et à peu près 25 % de sable passant le tamis no 4 (4,76 mm). Le fuseau granulométrique de la zone 2B du barrage CFRD de 145 m de Mohale (basalte dur et compétent) et celui du barrage CFRD de 20 m de Keenleyside (granite dur et compétent) sont présentés au Tableau 12.

Lorsqu'ils sont mis en place, ces matériaux présentent une apparence granulaire grossière, avec une certaine ségrégation. Cette apparence découle d'un pourcentage relativement faible de matériau de la dimension du sable.

À Keenleyside, ce matériau concassé a été utilisé pour la zone d'appui de la dalle du masque du barrage CFRD et pour le drain de sortie du revêtement en béton du canal d'approche. La perméabilité de la granulométrie mise à l'essai, illustrée au Tableau 12, a été mesurée sur le terrain à partir de l'installation représentée à la Fig. 45. Ces essais étaient requis, étant donné que le matériau sert tant d'appui pour le masque que de drain à grande capacité. Le matériau de l'essai a été mis en place dans l'installation en couches horizontales, simulant la technique de mise en place sur le terrain. La perméabilité du matériau variait de 1 à 2 cm/s.

Dans ses travaux de 1998, Materon présente un résumé des caractéristiques du matériau d'appui de la dalle du masque de la zone 2B d'un certain nombre de barrages des quatre coins du monde. L'expérience brésilienne est résumée dans le Tableau 13.

Tableau 13  
Granulométrie du basalte et du granite dur et compétent  
concassé de moins de 76 mm (3 pouces)

Tamis US normalisé	Dimension en mm	Pourcentage passant, en poids			
		Mohale Lesotho	Keenleyside Canada		
		Mesurée	Cible	Moyenne	Essai
3 po	76,2	100	100	100	100
1 ½ po	38,1	70 à 90	60 à 95	78	92
¾ po	19,1	30 à 55	30 à 65	36	60
N° 4	4,76	8 à 25	8 à 35	15	22
N° 16	1,19	3 à 17	3 à 20	10	12
N° 50	0,297	1 à 10	0 à 10	6	8
N° 200	0,074	0 à 5	0 à 5	3	4

### 8.3.4. Protection de la surface pendant la construction

Une protection de la surface du talus de la zone 2B est requise afin de parer l'érosion provoquée par les fortes pluies et d'assurer une base solide sur laquelle assembler les armatures d'acier et les coffrages. Des recouvrements en asphalte, en béton projeté et en mortier ont été utilisés sur un certain nombre de barrages CFRD, avec de bons résultats (Materon et Mori, 2000). La protection d'asphalte est généralement mise en place en deux passages ; le premier passage est composé d'un mélange de pénétration et le second d'un mélange plus épais pour servir d'assise à la dalle. Avant la réalisation de la protection, la surface du talus est modelée et compactée à l'aide d'un rouleau vibrant ou

gradation contains less than 5% fines and between 10 and about 25% sand passing the No. 4 sieve. The range of gradations for Zone 2B for the 145-m high Mohale CFRD (hard strong basalt) and the 20-m high Keenleyside CFRD (hard strong granite) are presented in Table 12.

The above materials, when placed, exhibit a coarse granular appearance with some segregation. This is the result of the relatively small percentage of sand-sized material.

At Keenleyside, the material was used for the face support zone for the CFRD and for the underdrain for the concrete lining of the approach channel. Permeability of the test gradation, as presented in Table 12, was measured in the field using the test setup shown on Fig. 45. Tests were needed because the material serves the dual purpose of face support and a high capacity drain. Material for the test was placed in the test setup in horizontal layers, simulating the placement in the field. The measured permeability of the material ranged from 1 to 2 cm/s.

Materon, 1998, presents a summary of the characteristics of the Zone 2B face support material at a number of dams worldwide. Brazilian experience is summarized in Table 13 below:

Table 13  
Gradation of Crusher-run Minus 3" hard,  
strong Basalt and Granite

US Standard Sieve	Size in mm	Percent passing, by weight			
		Mohale Lesotho	Keenleyside British Columbia		
		Measured Gradation	Target Gradation	Average Gradation	Test Gradation
3 "	76.2	100	100	100	100
1 ½ "	38.1	70-90	60-95	78	92
¾ "	19.1	30-55	30-65	36	60
No.4	4.76	8-25	8-35	15	22
No.16	1.19	3-17	3-20	10	12
No.50	0.297	1-10	0-10	6	8
No.200	0.074	0-5	0-5	3	4

### 8.3.4. Surface Protection during Construction

Surface protection of Zone 2B is needed to prevent erosion during heavy rains and to provide a firm base to assemble the reinforcing steel and forms. Asphalt, shotcrete, and mortar coatings have been used successfully on a number of CFRDs (Materon and Mori, 2000). The asphalt surface protection is usually applied in two passes, the initial pass consisting of a penetrating mix, and a second thicker mix to serve as bedding for the slab. Prior to applying the surface protection, the surface is shaped and compacted with a vibratory roller or face vibratory compactor. If the material for Zone 2B has a high content of sand, it is usual practice to overbuild the

Tableau 14  
Caractéristiques de la zone 2B, barrages CFRD brésiliens  
(Sobrinho *et al.*, 2000)

Barrage	Fox do Areia	Segredo	Itá	Xingó	Machadino	Itapebi
Type de roc	Basalte compétent concassé	Basalte compétent concassé	Basalte compétent concassé	Granite/Gneiss compétent et altéré passé au crible	Basalte compétent concassé	Gneiss traité max. 4 po
Largeur à la base, m	13	8	10	12	10	12
Largeur à la crête, m	4	5	3 + 4	4/6	3 + 4	3 + 4
Épaisseur des couches, mm	400	400	400	400	400	400
Granulométrie						
Taille max. particules, mm	100	75	75	100	75	100
25,4 mm - % passant	50	45	60	70	50	80
tamis n° 4 - % pass.	12	20	25	44	15	45
tamis n° 100 - % pass.	1	2	5	10	7	11
tamis n° 200 - % pass.	0	0	1	7	2	7
Compactage :						
Surfaces horizontales (passages/rouleau)	4/10 tonnes vibrant	4/10 tonnes vibrant	4/9 tonnes vibrant	6/9 tonnes vibrant	4/10 tonnes vibrant	4/9 tonnes vibrant
Talus, en remontant (passages/rouleau)	6 passages	4/statique + 6/vibrant	bordure profilée	4/statique + 6/vibrant	bordure profilée	bordure profilée
Indice des vides	0,31	0,21	0,175		0,31	0,19
Densité, kN/m <sup>3</sup>	21,2	22,7	21,5	21,2	19,7	22,0
Comportement pendant la construction	Adéquat	Adéquat	Adéquat	Fissuration et tassement	En construction	En construction

d'une plaque vibrante. Si le matériau de la zone 2B présente une forte teneur en sable, la pratique courante veut qu'on construise une largeur supplémentaire à la surface amont pouvant atteindre 0,5 m, puis qu'on la nivelle jusqu'à la section théorique tous les huit à dix couches à l'aide de niveleuses télescopiques.

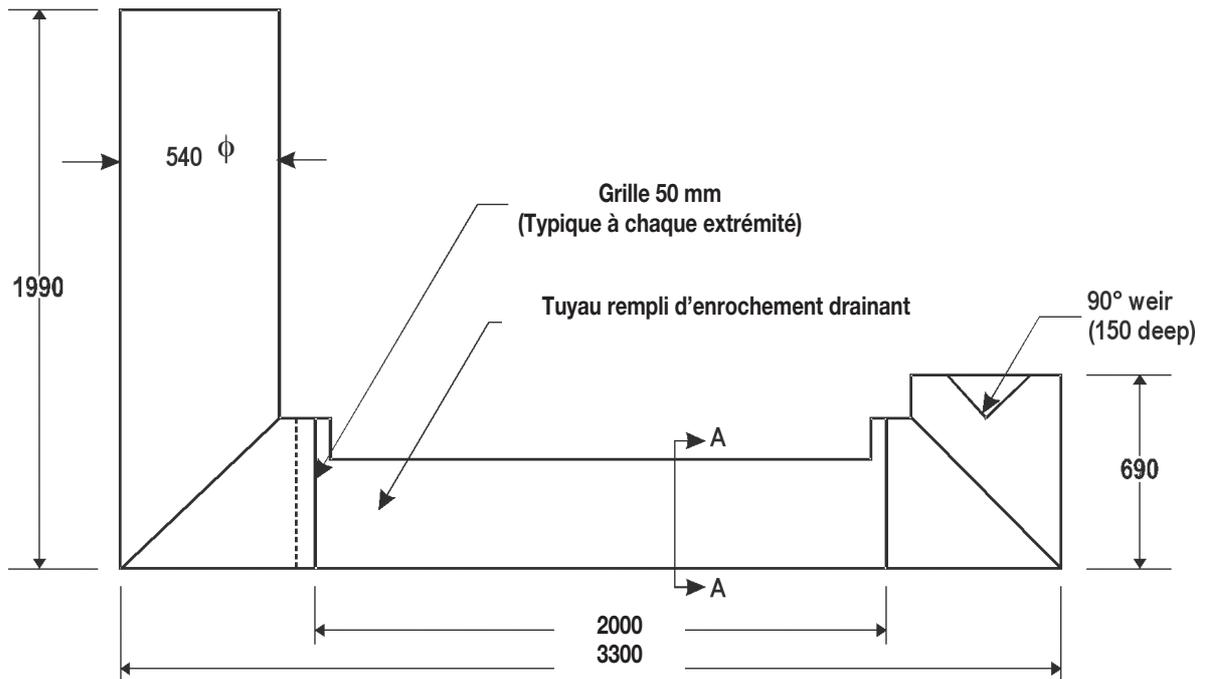
Étant donné que le béton projeté et le mortier sont cassants, les déformations qui peuvent se produire dans l'enrochement pendant la construction risquent d'affecter l'intégrité de la protection. Les fissures de tension peuvent se former à proximité des appuis latéraux, où l'enrochement tend à se tasser en direction du centre de la vallée. Au centre des vallées, le béton projeté est susceptible de bomber et de se fissurer, et des morceaux de béton projeté peuvent se détacher de la surface du talus amont du barrage. Il s'avère parfois nécessaire de réparer la surface de béton projeté avant la mise en place de la dalle, si les dommages sont importants.

Table 14  
 Characteristics of Zone 2B, Brazilian CFRDs  
 (Sobrinho *et al.*, 2000)

Dam	Fox do Areia	Segredo	Itá	Xingó	Machadinho	Itapebi
Fill Type	Crushed Sound Basalt	Crushed Sound Basalt	Crushed Sound Basalt	Grizzled Sound and Weathered Granite/Gneiss	Crushed Sound Basalt	Processed Gneiss Max. 4"
Width at base, m	13	8	10	12	10	12
Width at crest, m	4	5	3 + 4	4/6	3 + 4	3 + 4
Layer thickness, mmm	400	400	400	400	400	400
Gradation						
Max. particle size, mm	100	75	75	100	75	100
25.4mm, % passing	50	45	60	70	50	80
No. 4 sieve, % passing	12	20	25	44	15	45
No. 100 sieve, % passing	1	2	5	10	7	11
No. 200 sieve, % passing	0	0	1	7	2	7
Compaction:						
Horizontal surfaces (passes/roller)	4/10 ton vibratory	4/10 ton vibratory	4/9 ton vibratory	6/9 ton vibratory	4/10 ton vibratory	4/9 ton vibratory
Upslope (passes/roller)	6 passes	4/static + 6/vibratory	extruded wall	4/static + 6/vibratory	extruded wall	extruded wall
Void Ratio	0.31	0.21	0.175		0.31	0.19
Densité. kN/m <sup>3</sup>	21.2	22.7	21.5	21.2	19.7	22.0
Performance During Construction	Adequate	Adequate	Adequate	Cracking + Settlement	Under Construction	Under Construction

upstream face by up to 0.5 m and to trim the face back to the theoretical section every eight to ten layers using telescopic graders.

Because shotcrete and mortar are brittle, the deformations that take place within the rockfill during construction can affect the integrity of the surface protection. Tension cracks can occur at abutment locations where the rockfill tends to settle toward the valley. Within the valley locations, the shotcrete can buckle and crack such that pieces of shotcrete slide down the face of the dam. The shotcrete surface may require repair, before placing the slab, if damage is severe.



Installation d'essai tel que réalisé - coupe longitudinale  
Non à l'échelle  
Dimensions en pouces

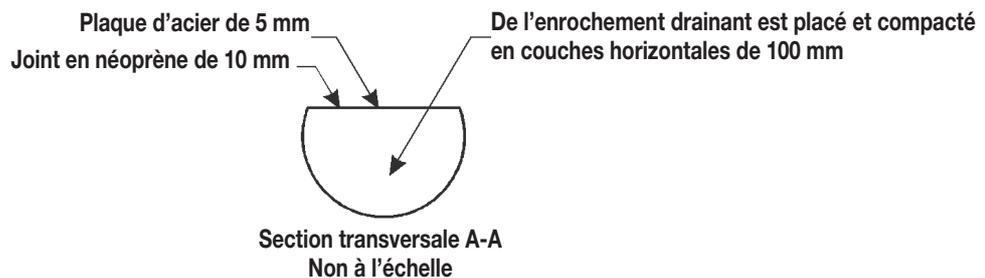


Fig. 45

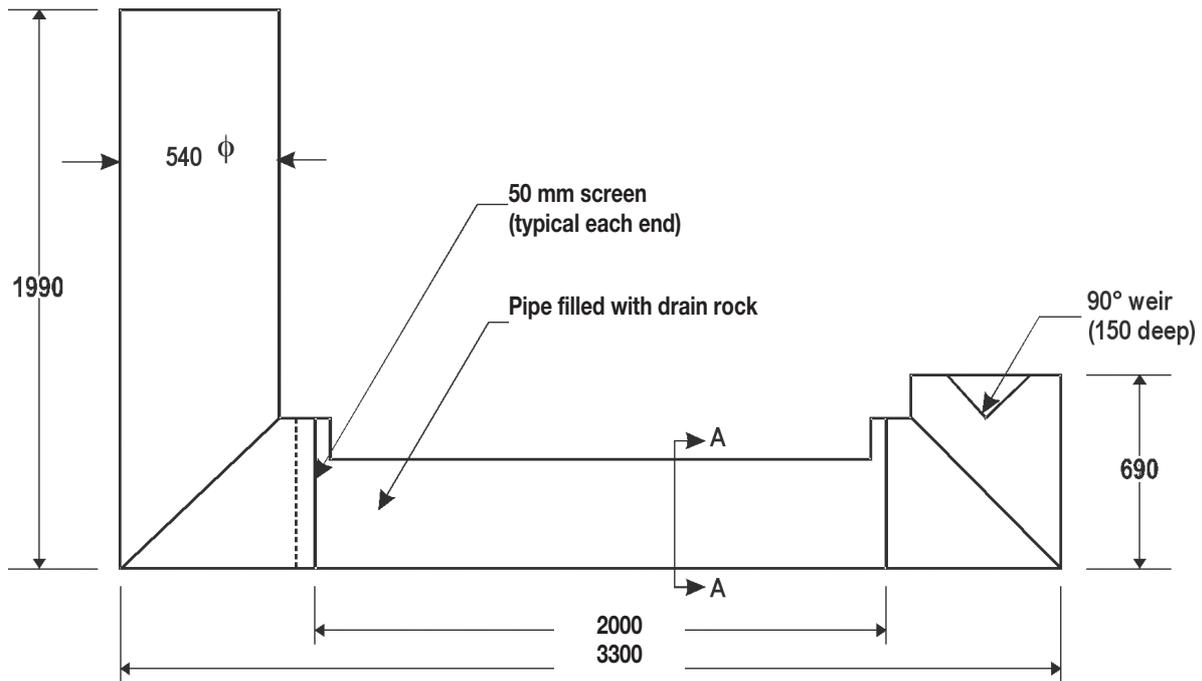
Keenleyside - installation pour l'essai de perméabilité

### 8.3.5. Protection du talus par la méthode des bordures profilées

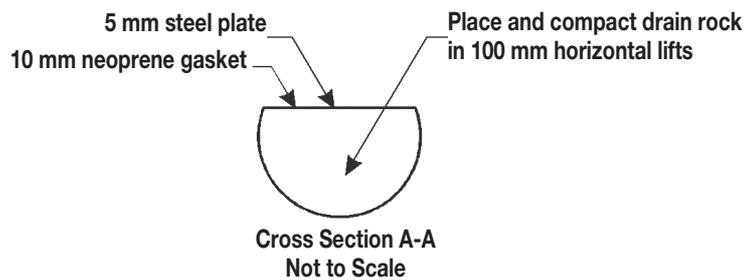
Dans le cas de plusieurs barrages récents, notamment au barrage d'Ita, de Machadinho, d'Itapebi, d'Antamina et de Mohale, la mise en place du matériau de la zone 2B et la protection de sa surface bénéficient d'une nouvelle technique expérimentée lors de la construction du barrage CFRD d'Ita. Cette méthode consiste à construire une bordure de béton du côté amont après la mise en place de chaque couche, puis à compacter la couche suivante contre cette bordure. La description suivante de cette méthode est une traduction de l'article de Materon et Mori (2000) :

« La préparation de la surface du talus est simplifiée lorsque la méthode des bordures profilées est utilisée. Une extrudeuse est alimentée d'un mélange à faible teneur en ciment, de la composition suivante :

Ciment : 70 à 75 kg/m<sup>3</sup>



As-built Test Setup - Longitudinal Section  
Not to Scale  
Dimensions in



Cross Section A-A  
Not to Scale

Fig. 45  
Keenleyside, Permeability Test Setup

### 8.3.5. Curb Method of Slope Protection

At several recent dams, Ita, Machadinho, Itapebi, Antamina and Mohale, Zone 2B placement and surface protection is taking advantage of a new procedure pioneered during the construction of the Ita CFRD. This method consists on constructing a concrete curb at the upstream face after every layer, and compacting the following layer against the concrete curb. The following description of the method is taken from Materon and Mori, 2000:

“When the extruded curb method is used, the preparation of the slope surface is simplified. An extruding machine is employed using a low cement mix with composition as follows:

Cement: 70-75 kg/m<sup>3</sup>

Granulats, 19 mm (¾ po) :	1 173 kg/m <sup>3</sup>
Sable :	1 173 kg/m <sup>3</sup>
Eau :	125 l

La machine est réglée pour donner la même pente que celle du talus amont, tel que 1,3 H : 1 V ou 1,4 H : 1 V.

La bordure est construite en suivant les étapes suivantes :

- La couche compactée de la zone 2B doit être nivelée de manière à offrir une surface horizontale permettant de déplacer l'extrudeuse.
- La bordure profilée est construite à l'aide d'un coffrage métallique de la hauteur de la couche (généralement 0,40 m) et en suivant une inclinaison correspondant à la pente du talus amont.
- Un mélange à faible teneur en ciment est utilisé, tel que mentionné.
- L'alignement de la machine doit être validé à l'aide d'équipement laser monté sur un emplacement fixe sur la plinthe ou encore par l'équipe d'arpentage.
- Après une heure, il est possible d'étendre le matériau de la zone 2B. Celui-ci peut être mis en place par une benne déverseuse en acier ou en déversant directement le matériau des camions.
- Le matériau de la zone 2B doit être nivelé à l'aide d'une niveleuse et compacté par de 4 à 6 passages du rouleau vibrant de 10 t. Au barrage CFRD d'Antamina, au Pérou, la bordure présente une hauteur de 0,5 m, et le matériau de la zone 2B a été mis en place et compacté en deux couches de 0,25 m.

Voici les avantages de cette méthode :

- Réduction de la ségrégation.
- Réduction des pertes de matériau déversé en amont.
- Protection immédiate contre l'érosion et la dégradation.
- Réduction des coûts de l'équipement de construction.
- Méthode de construction plus sûre, évitant la présence de personnel travaillant sur la surface du talus amont.
- Grande productivité. Il est possible de construire deux couches par jour dans les barrages dont la crête mesure 500 m de longueur.
- Équipement de construction simplifié. L'extrudeuse représente une machine à faible coût.
- Travail propre. La surface du talus est préparée en vue de la mise en place des barres d'armature et de la construction de la dalle, réduisant ainsi les surépaisseurs de béton.

Aggregate, ¾”:	1173 kg/m <sup>3</sup>
Sand:	1173 kg/m <sup>3</sup>
Water:	125 liters

The mold of the machine is set to give the same inclination of the upstream face, 1,3H:1V or 1.4H:1V.

The construction of the curb follows the following steps:

- Level the compacted layer of Zone 2B to have a horizontal surface for moving the extruding machine.
- Build the extruded curb by using a metallic mold with design height of the layer (usually 0.40 m) and the upstream slope of the face (1.4H:1V).
- Use a low cement content mix as indicated.
- Control the alignment of the machine by laser equipment mounted on a fixed position on the plinth or by survey crew.
- After one hour, Zone 2B material can be spread. The material may be placed by using an open steel dispenser or unloading the material directly from trucks.
- Level the Zone 2B material with a grader and compact with 4 to 6 passes of the 10 ton vibratory roller. At Antamina CFRD, Peru, the curb is 0.5 m high and Zone 2B material is spread and compacted in two 0.25m high layers.

Benefits of the method are:

- Segregation is reduced.
- Lower losses from material spilling upstream.
- Immediate protection against erosion and raveling.
- Reduction of construction equipment.
- Safer method of construction avoiding people working on the upstream face.
- High production. Two layers per day are built in dams with a crest length of 500 m.
- Construction equipment is simplified. The extruding machine is low cost equipment.
- Clean work. The face is prepared for rebar placement and construction of the slab reducing excess of concrete.”

La bordure profilée représente probablement le plus grand progrès récent en matière de construction des barrages CFRD :

- La bordure profilée assure une surface compétente et sans bavure, pour permettre les manœuvres suivantes de mise en place des coffrages et des armatures, ainsi que de construction de la dalle, et ;
- Le meilleur contrôle de l'alignement final de la surface du talus amont permet de réduire grandement les surépaisseurs de béton dans la construction de la dalle du masque, comparativement aux anciennes méthodes.

La Fig. 46 résume les étapes de la construction utilisant la bordure profilée.

En revanche, cette méthode présente diverses difficultés potentielles :

- Des mesures de drainage devraient être ajoutées à la bordure afin d'éviter la montée d'une pression hydrostatique derrière la dalle, pouvant provoquer un soulèvement pendant la construction ou lors des abaissements du niveau d'eau du réservoir.
- Les bordures superposées doivent pouvoir résister à la pression latérale associée au compactage. Le compactage du matériau de la zone 2B en deux couches ou encore la construction de bordures ancrées aux bordures inférieures, représentent deux moyens permettant potentiellement de contourner cette difficulté.
- Il n'est pas possible de construire de bordure profilée à proximité de la plinthe, car le profilage ne peut se faire qu'à une seule extrémité de l'extrudeuse. À cet endroit, la bordure doit être formée manuellement. Le béton a alors tendance à être plus résistant et à présenter une déformabilité inférieure à celle de la bordure profilée. En outre, il faut prévoir un espace libre entre la bordure et la plinthe pour protéger la lame d'étanchéité et pour permettre la mise en place du mélange de sable et d'asphalte en dessous.
- La variation des propriétés de déformabilité des matériaux derrière le masque est propice à l'apparition de charges de tension ; celles-ci doivent être compensées par des mesures de renforcement adéquates (Marulanda et Pinto, 2000).

### **8.3.6. Écran anti-adhérence entre la dalle du masque et la bordure profilée**

Le barrage CFRD d'Ita a été le premier à utiliser la méthode des bordures profilées afin de protéger la surface. Aucun écran anti-adhérence empêchant le lien de la surface de la bordure avec la dalle du masque n'a été appliqué. On croit que, par conséquent, les contraintes se sont transmises de la bordure à la dalle du masque, et que ce phénomène a pu contribuer à l'apparition des fissures sur la dalle du masque de cet ouvrage (Pinto, 2001). Les barrages construits par la suite, comme ceux de Machadinho et d'Antamina, utilisent un écran anti-adhérence pour éviter le risque que les contraintes ne soient transmises de la bordure à la dalle du masque. Cet aspect est traité plus en profondeur au Chapitre 6.

The extruded curb is probably the most important improvement to CFRD construction in recent years:

- The curb provides a competent, clean surface for the subsequent operations of form placement, reinforcement placement and slab construction, and
- Better control of the completed alignment of the upstream face substantially reduces the excess concrete placed in the face slab as compared to the older methods of construction.

Fig. 46 summarizes the construction stages of the curb.

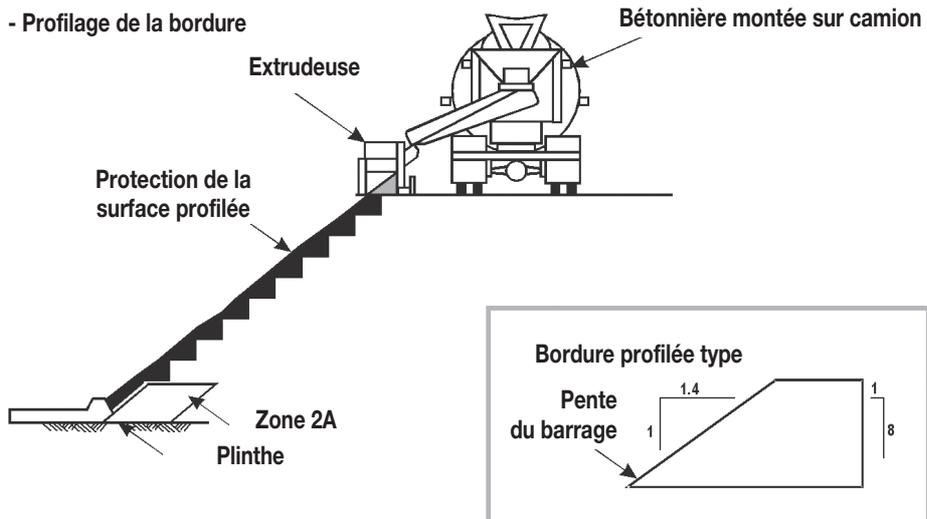
The use of the curb method results in several potential difficulties:

- Drainage provisions should be added to the curb to avoid hydrostatic pressure build-up behind the slab and possible uplift during construction and reservoir drawdown.
- Stacked curbs should be capable of withstanding lateral pressures due to compaction. Compacting the zone 2B face support material in two lifts or constructing the curbs keyed to the lower curb are potential means to solve this difficulty.
- The extruded curb cannot be constructed close to the plinth because the extrusion is only made at one end of the machine. The curb must be manually completed at this location. As a result, there is a tendency to obtain a higher strength concrete with lower deformability than the extruded curb. In addition, a space has to be left between the curb and the plinth to protect the waterstop and to leave space for placing the sand asphalt mix below it.
- The change in deformability characteristics of materials behind the face creates the possibility of tension loading, which should be anticipated with appropriate reinforcement details (Marulanda and Pinto, 2000).

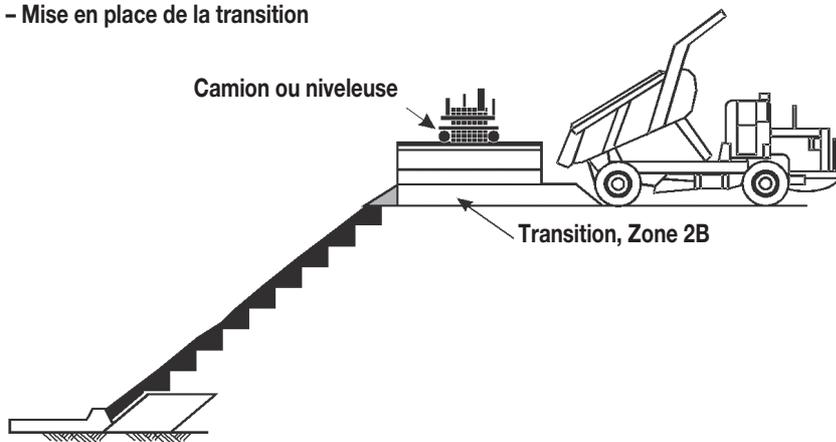
#### **8.3.6. Bond Break between the Face Slab and Curb**

It was the first CFRD to use the curb method of face protection. No bond break was used on the surface of the curb to break the bond between the face slab and the curb. It has been suggested that stress transfer between the curb and the face slab may have contributed to the face slab cracking at Ita (Pinto, 2001). Dams constructed subsequent to Ita, such as, Machadinho and Antamina have used a bond break to avoid any possibility of stress transfer between the face slab and the curb. Chapter 6 discusses this issue in more detail.

Stade 1 - Profilage de la bordure



Stade II - Mise en place de la transition



Stade III - Compactage

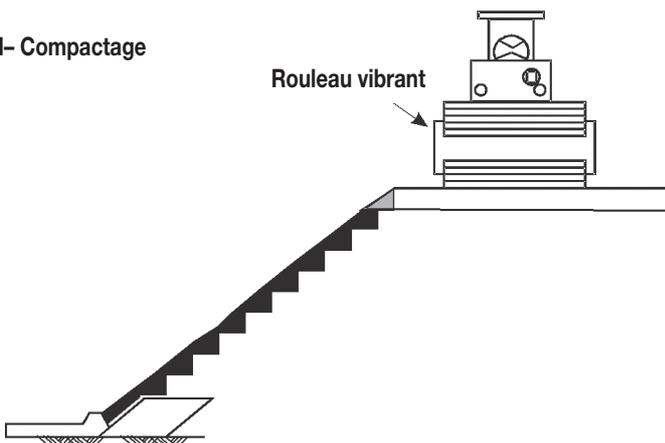
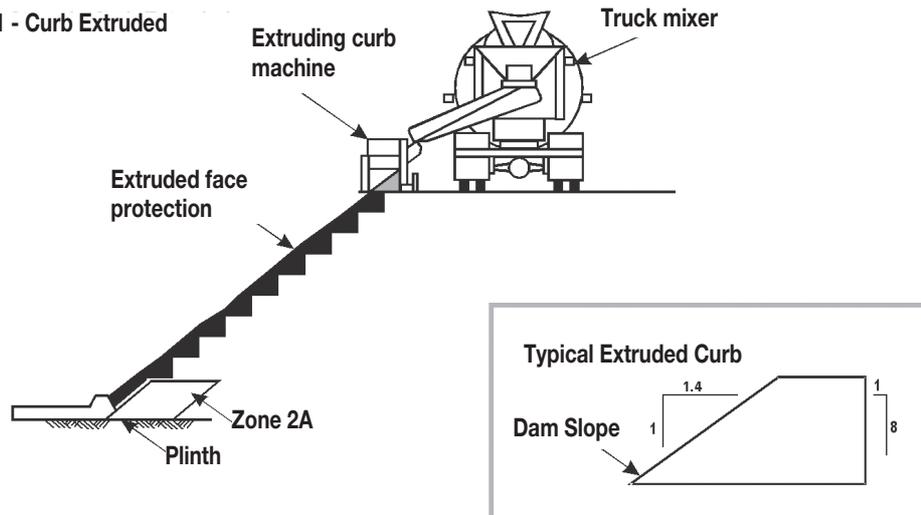
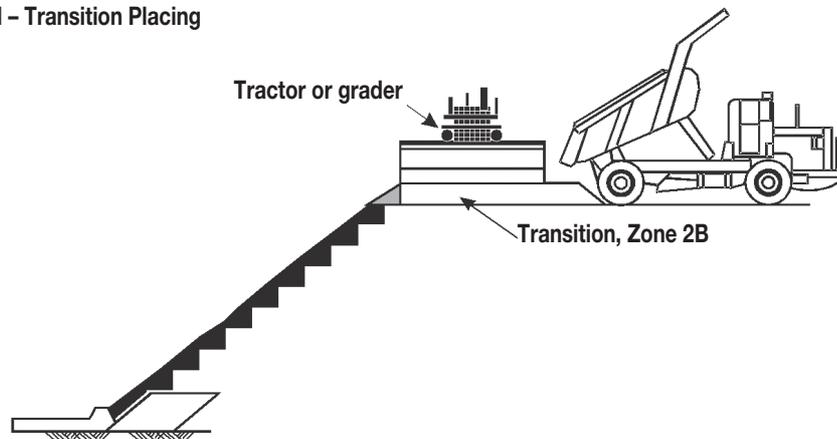


Fig. 46  
Construction des bordures  
(Resende et Materon, 2000)

Stade 1 - Curb Extruded



Stade II - Transition Placing



Stade III- Compaction

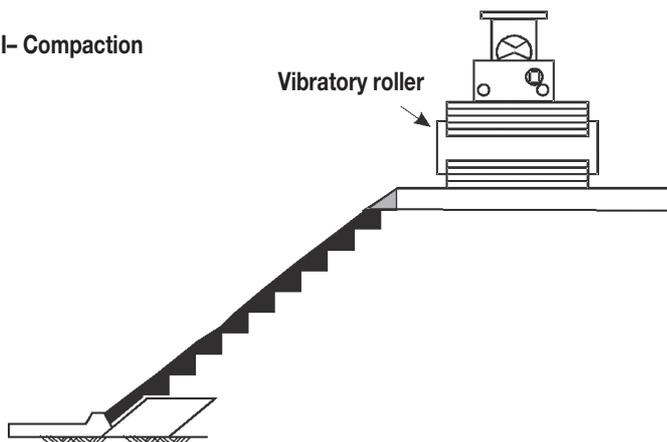


Fig. 46  
Curb Construction  
(from Resende and Materon, 2000)

#### 8.4. CORPS DU BARRAGE (ZONES 3A, 3B ET 3C)

Le remblai en enrochement a pour tâche de soutenir la dalle en béton du masque de façon uniforme et avec le moins de déformation possible sous la charge de l'eau du réservoir et de son propre poids. Comme pour les autres types de barrages en remblai, divers matériaux, tendres et durs, de résistance faible et forte, ont été utilisés avec de bons résultats ; c'est notamment le cas du sable, du gravier et des cailloux d'origine alluvionnaire. Dans ses travaux de 2002, R. Casinader souligne que la zone 3A (appelée zone 2C en Australie) doit servir de transition entre les zones 2B et 3B et que, par conséquent, elle doit être conçue en fonction des critères de filtre.

L'ampleur du tassement et de la déformation du remblai dépend de la hauteur du barrage, du module de compressibilité du matériau de remblai et de la forme de la vallée (voir le Chapitre 2 pour une étude de l'influence de ces facteurs). Les flexions de la dalle du masque mesurées perpendiculairement au plan du masque sont inversement proportionnelles au module de compressibilité du matériau de remblai et, pour un même module, les flexions augmentent avec la hauteur du barrage au carré.

Les déformations à long terme du remblai compacté se produisent sous l'effet des contraintes constantes et sont surtout provoquées par la rupture des particules rocheuses à leur point de contact, suivie de leur réorganisation. Ces phénomènes sont relativement importants au moment où l'ouvrage est soumis aux charges ; ils diminuent graduellement au fil du temps. Les forces de contact et la rupture des particules sont réduites dans les matériaux bien calibrés, puisque l'indice des vides diminue. Par ailleurs, les particules bien arrondies sont moins susceptibles de se fracturer sous la charge ; ainsi, la compressibilité d'un remblai de gravier est toujours largement inférieure à celle d'un enrochement ayant une densité relative et un profil granulométrique comparables. Par conséquent, on obtient les meilleurs résultats lorsqu'on a recours à une granulométrie présentant la plus grande densité possible, à une roche dure, à des rouleaux vibrants lourds et à une épaisseur de couche optimale, ainsi qu'en procédant à l'application d'eau lors du compactage (de 100 à 250 l/m<sup>3</sup> de remblai).

La nécessité d'utiliser un matériau ayant une faible compressibilité diminue vers le pied aval de l'ouvrage. Les mouvements plus importants dus à la charge de l'eau se produisent principalement dans les deux tiers ou trois quarts du remblai vers l'amont. Par conséquent, afin de limiter le plus possible les distorsions tout de suite sous la dalle du masque, le matériau le moins compressible devrait être celui de la zone 2B soutenant la dalle ainsi que celui des deux tiers ou trois quarts aval de la recharge, soit les zones 3A et 3B, qui transmettent la charge de l'eau au niveau des fondations. Les fissures de la dalle du masque du barrage d'Aguamilpa sont attribuées aux grands écarts entre le module du remblai de gravier en amont et celui de l'enrochement en aval.

La recharge aval, la zone 3C, complète la section du barrage et sa déformation est considérée moins critique à l'égard du comportement de la dalle du masque. Il est ainsi possible d'adopter pour la zone 3C des couches d'une épaisseur supérieure, de 1,5 à 2,0 m, et une plus vaste échelle granulométrique est autorisée, selon les caractéristiques de la roche et la hauteur du barrage.

En présence d'un enrochement de bonne qualité, des pentes variant de 1,3 à 1,4 H : 1 V ont généralement été utilisées, tant du côté amont que du côté aval. Si la

#### **8.4. BODY OF DAM (ZONES 3A, 3B, AND 3C)**

The function of the rockfill embankment is to support the concrete face uniformly and with minimum deformation under the water load and its own weight. As with other types of embankment dams, various rockfill materials, soft and hard, weak and strong, have been used successfully as have alluvial sand, gravel, and cobble materials. R. Casinader, 2002, points out that Zone 3A (Zone 2C in Australia) must serve as a transition between Zones 2B and 3B and therefore should be designed in accordance with filter criteria.

The magnitude of the fill settlement and deformation is a function of the dam height, the modulus of compressibility of the rockfill, and the shape of the valley (see Chapter 2 for discussion of the influence of these factors). Face slab deflections measured normal to the plane of the face are inversely proportional to the rockfill modulus of compressibility and, for the same modulus, face deflections increase with the square of the dam height.

The compacted rockfill long-term deformations take place under conditions of constant stress and are mostly caused by the breakage of the rock particles at the contact points with the consequent rearrangement of particles after each breakage. The magnitude is relatively high following the load application and decreases gradually with time. Contact forces and particle breakage are small in well-graded materials as the void ratio reduces. On the other hand, well-rounded particles are less prone to fracture under load so that the compressibility of a gravel fill will always be significantly less than that of a rockfill of comparable relative density and particle size distribution. The best results are, therefore, obtained by using a maximum density gradation, hard rock, heavy vibratory rollers, optimum layer thickness, and the application of water during compaction (100 to 250 l/m<sup>3</sup> of rockfill).

Requirements for low compressibility decrease towards the downstream toe. Most of the significant movement as a result of the water load occurs in the upstream two-thirds to three-fourths of the embankment. Therefore, to minimize distortions immediately under the face slab, the most incompressible fill material should be the face support material Zone 2B and the upstream two-thirds or three-fourths of shell, Zones 3A and 3B, which transfer water load to the foundation level. Face cracks developed at Aguamilpa because of the widely different moduli of the gravel fill placed upstream and the rockfill downstream.

The downstream shell, Zone 3C, completes the dam section and its behavior in terms of settlement is considered less critical from the point of view of face slab performance. For Zone 3C, a greater layer thickness of 1.5 to 2.0 m can be adopted and broader grading limits permitted depending on rock characteristics and dam height.

Where good quality rockfill is available, slopes at 1.3 to 1.4H:1.0V have generally been used both upstream and downstream. Somewhat flatter slopes have been selected

roche est plus tendre ou lorsque les fondations sont de faibles résistances, des pentes un peu plus douces ont été adoptées. Les pentes ne devraient pas être plus inclinées que 1,5 H : 1 V en présence de sable ou de gravier, à défaut de quoi les talus risquent de se dégrader.

La construction de rampes dans le remblai est acceptable et fournit un minimum de points d'accès au barrage. Cet aspect est particulièrement important lorsque les matériaux proviennent du réservoir et que des accès sont requis à travers l'axe de la plinthe. Les rampes construites dans l'enrochement ne devraient pas présenter une déclivité supérieure à environ 15 % dans toutes les directions; les rampes d'accès permanentes sur le talus aval ne devraient pas présenter une déclivité supérieure à environ 12 % (Materon et Mori, 2000). La pente des talus des rampes peut être un peu plus inclinée que celle du talus aval du barrage. Toutes les rampes construites font partie du barrage; par conséquent, elles doivent respecter les mêmes critères en matière de qualité des matériaux, de l'épaisseur des couches, du compactage et de l'utilisation de l'eau. Il faut prendre soin d'éviter que les matériaux en surface des talus et des rampes intérieures soient dans un état lâche ou aient un indice des vides élevé.

#### **8.4.1. Batardeau interne**

En plus des zones habituelles des barrages CFRD, on compte souvent des zones de construction secondaires répondant au besoin de détourner la rivière durant la construction. Ces « zones » sont utilisées pour construire un batardeau interne, dans le corps du barrage, conçu pour résister à une crue d'une période de récurrence de 500 ans. Ce batardeau interne est idéalement construit en amont, directement en contact avec la dalle du masque. La zone 2B à faible perméabilité ou une couche de béton projeté sur la surface peuvent empêcher l'eau de s'écouler dans le batardeau. Il est possible d'utiliser ce procédé seulement après la construction de la plinthe et, étant donné les calendriers serrés pour l'exécution des travaux, cette méthode n'est souvent pas praticable. Dans ce cas, il est nécessaire de construire le batardeau interne à l'intérieur du corps du remblai, et de prévoir une barrière semi-étanche sur la face amont du batardeau. Cette barrière devrait être enlevée avant que l'enrochement ne soit complété pour éviter les effets indésirables sur le drainage du remblai.

#### **8.5. DRAINAGE (ZONE 3D)**

La stabilité des barrages CFRD est garantie par une recharge aval non saturée. Lorsqu'on utilise un enrochement dur, relativement uniforme ou encore un enrochement bien calibré drainant, cette fonction est remplie sans problème et des débits de percolation élevés imprévus ne peuvent menacer la stabilité de l'ouvrage. Comme il a souvent été démontré, l'enrochement et les remblais grossiers de graviers et de cailloux se ségrégeront naturellement lors de leur mise en place avec les matériaux plus fins et moins perméables sur la partie supérieure de la couche, et avec les particules plus grossières et plus perméables vers la base de la couche. Cette caractéristique fait en sorte que la perméabilité est nettement supérieure à l'horizontale plutôt qu'à la verticale. Le drainage est ainsi assuré dans l'ensemble du corps du barrage. Souvent, un drain de sortie en enrochement plus grossier (zone 3D) est prévu au centre de la vallée pour améliorer la capacité de drainage de l'ensemble de l'ouvrage.

for weaker rock or when a low strength foundation is present. Slopes should be no steeper than 1.5H:1.0V for sands and gravel materials, steeper slopes cause raveling.

Construction of ramps within the embankment is acceptable and provides for a minimum number of access locations to the dam. This is especially important when the material sources are located within the reservoir and points of access across the plinth alignment are necessary. Ramps constructed within the fill should be no steeper than about 15% in any direction; permanent access ramps on the downstream slope should be constructed at slopes no steeper than about 12% (Materon and Mori, 2000). Side slopes of the ramps may be constructed somewhat steeper than those selected for the outer slopes of the dam. All ramps become part of the dam and, therefore, must be constructed to the same specifications for material quality, layer thickness, compaction, and use of water. Care must be taken to avoid loose, high void ratio, rockfill at the outer faces of interior ramps and slopes.

#### **8.4.1. Internal cofferdam**

In addition to the usual zoning of CFRDs, there is often a secondary construction zoning responding to the requirements of river diversion during construction. This “zoning” is used to develop an internal cofferdam within the body of the dam designed to withstand a 500-year flood. Ideally, this internal cofferdam would be constructed upstream, immediately adjacent to the face slab. The lower-permeability zone 2B or a layer of shotcrete on the surface could be used to control the flow through the cofferdam. This scheme is possible only after construction of the plinth and, quite often, because of construction schedule constraints is not a viable option. In this case, it is necessary to construct the internal cofferdam inside the body of the embankment and provide a semi-impervious seepage control barrier on the upstream face of the cofferdam. This barrier should be removed before completing the rockfill to avoid undesirable effects on the drainage characteristics of the rockfill.

#### **8.5. DRAINAGE (ZONE 3D)**

The CFRD relies on a non-saturated downstream shell for stability. When hard, relatively uniform or well-graded free draining rockfill are used, this requirement is met without difficulty and unexpected high leakage rates through the upstream face will not endanger stability. As has been frequently demonstrated, rockfill and coarse gravel-cobble fills will naturally segregate during placement with the finer less pervious material at the top of the layer and the coarser more pervious material toward the base of the layer. This characteristic provides for a substantially higher horizontal than vertical permeability. Drainage is assured within the entire body of the dam. Often, an underdrain of the coarsest rock (Zone 3D) is placed within the valley section to enhance the overall draining ability of the dam.

Tel qu'indiqué précédemment, un enrochement plus fin et tendre, ainsi que des sables et graviers avec un peu de limon (7 à 12 % inférieur au tamis no 200) présentant une perméabilité limitée, peuvent également être utilisés à condition que les zones soient adaptées adéquatement. Un drain cheminée à grande capacité est requis. Ce drain doit être placé bien à l'arrière du masque amont et doit avoir une capacité telle qu'il puisse garantir que la recharge en aval du drain ne risque en aucun cas de devenir saturée. Le drain cheminée doit être relié à une autre zone de drainage, située à la base du remblai, et dirigée vers le bief aval (Hacelas, *et al.*, 1985; Cooke, 1960; Vithalani et Beene, 1976; Good, *et al.*, 1985; Amaya et Marulanda, 1985). Si le drain est situé directement sous le masque en béton, les défauts de la dalle du masque, et non la capacité de drainage de l'enrochement sous-jacent, représentent le principal facteur déterminant le débit de percolation. Étant donné qu'il est difficile de prédire l'ampleur et la fréquence des fissures de la dalle du masque, il n'est pas réaliste d'espérer établir un taux de percolation de conception approprié. Si une zone semi-perméable est construite entre la dalle du masque et le drain cheminée, la perméabilité de cette zone impose une limite maximale aux débits de percolation, même si la dalle en béton présente des fissures importantes. Au besoin, il est possible de mettre en place une couche filtre-transition présentant une granulométrie adéquate (Mackenzie et McDonald, 1980; Hacelas et Ramirez, 1985) sur les appuis latéraux afin d'éviter que les fines ne migrent dans le barrage, assurant un drainage des appuis et évitant la saturation du corps du barrage. Grâce à ces mesures, il est possible d'exploiter de manière efficace des roches de faible résistance, de l'enrochement altéré présentant une faible perméabilité et des sables et des graviers contenant un peu de limon.

## 8.6. RÉFÉRENCES

- AMAYA, F., MARULANDA, A., "Golillas Dam-Design, Construction, and Performance", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 98-120, 1985.
- CASINADER, R. J. "Comments on draft ICOLD Bulletin on the CFRD", 2002.
- COOKE, J. B., "CFRD-Zone under Face-Designation and Grading" *Memo No. 74*, 1985.
- COOKE, J. B., "CFRD-Zone Designation and Zone 2", *Memo No. 97*, 1988.
- COOKE, J. B., "Placement and Grading of CFRD Zone", *Memo No. 117*, 1992.
- COOKE, J. B., Editor, "Symposium on Rockfill Dams", *Transactions, ASCE*, Vol. 104, 1960.
- GOOD, R. J., BAIN, D. L. W., PARSONS, A. M., "Weak Rock in Two Rockfill Dams", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 40-72, 1985.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., REGALADO, G., "Construction and Performance of Salvajina Dam", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 286-315, 1985.

As stated previously, finer and softer rockfill and dirty sands and gravels (7-12% minus No. 200 mesh) with limited permeability can also be used provided suitable zoning is adopted. A free-draining, high-capacity, chimney drain is required. The drain should be placed well back from the upstream face and should have sufficient drainage capacity to ensure that the shell downstream from the drain cannot become saturated under any circumstances. The chimney drain must be connected to an equally free draining zone at the base of the embankment that will discharge freely to tail water (Hacelas, *et al*, 1985; Cooke, 1960; Vithalani and Beene, 1976; Good, *et al*, 1985; Amaya and Marulanda, 1985). If the drain is placed immediately under the concrete face, then defects in the face slab, rather than the drainage capacity of the underlying rockfill, is the main factor controlling leakage rates. The appropriate design leakage rates cannot be realistically established since the size and frequency of cracks in the concrete face are difficult to predict. If a semi-pervious zone is introduced between the face slab and the chimney drain, the permeability of the semi-pervious zone imposes an upper limit on leakage rates, even if the concrete face slab is badly cracked. Where required, a layer of filter-transition of appropriate grading (Mackenzie and McDonald, 1980; Hacelas and Ramirez, 1985) can be placed over the abutments to prevent piping of fines into the dam, to allow free drainage of the abutment, and to prevent saturation of the dam body. Using these measures both low strength rocks, weathered low permeability rockfill, and dirty sands and gravels can be put to effective use.

## 8.6. REFERENCES

- AMAYA, F., MARULANDA, A., "Golillas Dam-Design, Construction, and Performance", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 98-120, 1985.
- CASINADER, R. J. "Comments on draft ICOLD Bulletin on the CFRD", 2002.
- COOKE, J. B., "CFRD-Zone under Face-Designation and Grading" *Memo No. 74*, 1985.
- COOKE, J. B., "CFRD-Zone Designation and Zone 2", *Memo No. 97*, 1988.
- COOKE, J. B., "Placement and Grading of CFRD Zone", *Memo No. 117*, 1992.
- COOKE, J. B., Editor, "Symposium on Rockfill Dams", *Transactions*, ASCE, Vol. 104, 1960.
- GOOD, R. J., BAIN, D. L. W., PARSONS, A. M., "Weak Rock in Two Rockfill Dams", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 40-72, 1985.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., REGALADO, G., "Construction and Performance of Salvajina Dam", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, pp. 286-315, 1985.

- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., “Salvajina Concrete Face Gravel/Rockfill Dam-Measurement of some Significant Features”, *Proceedings, 15th ICOLD Congress*, Vol. 5, Q. 56, R. 8, pp. 68-73, 1985
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- ICOLD, “Use of Granular Filters and Drains in Embankment Dams”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 95, 1994.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MACKENZIE, P. R., MCDONALD, L. A., “Use of Soft Rock in Mangrove Creek Dam”, 20th ANCOLD General Meeting, 1980.
- MATERON, B., “Transition Material in the Highest CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Issue 6, pp. 33-40, 1998.
- MATERON, B., MORI, R. T., “Construction Features of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, p. 177, Beijing, 2000.
- PINTO, N. L. DE S., “Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Volume 8, Issue 5, 2001.
- SHERARD, J. L., “Embankment Dam Cracking,” chapter in *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume*, John Wiley & Sons, New York, 1973.
- SHERARD, J. L., “Sinkholes in Dams of Coarse, Broadly-graded Soils,” ICOLD, 13th Congress on Large Dams, Q. 49, R. 2, New Delhi, 1979.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., and Talbot, J. R., “Basic Properties of Sand and Gravel Filters,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, June, 1984a.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., and TALBOT, J. R., “Filters for Silts and Clays,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, June, 1984b.
- SHERARD, J. L., “Hydraulic Fracturing in Embankment Dams,” *Proceedings, Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*, ASCE, May, 1985.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., “Filters and Leakage Control in Embankment Dams”, *Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*, ASCE, May, 1985.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., “Critical Filters for Impervious Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, July, 1989.
- SOBRINHO, J. A., SARDINHA, A. E., ALBERTONI, S. C., DIJKSTRA, H. H., “Development Aspects of CFRD in Brazil”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- US Department of the Army, Corps of Engineers, “Earth and Rock-Fill Dams - General Design and Construction Considerations,” EM-1110-2-2300, July, 1994.

- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., “Salvajina Concrete Face Gravel/Rockfill Dam-Measurement of some Significant Features”, *Proceedings, 15th ICOLD Congress*, Vol. 5, Q. 56, R. 8, pp. 68-73, 1985
- ICOLD, “Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 70, 1989.
- ICOLD, “Use of Granular Filters and Drains in Embankment Dams”, *International Commission on Large Dams*, Bulletin 95, 1994.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MACKENZIE, P. R., MCDONALD, L. A., “Use of Soft Rock in Mangrove Creek Dam”, 20th ANCOLD General Meeting, 1980.
- MATERON, B., “Transition Material in the Highest CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Issue 6, pp. 33-40, 1998.
- MATERON, B., MORI, R. T., “Construction Features of CFRD Dams”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, p. 177, Beijing, 2000.
- PINTO, N. L. DE S., “Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs”, *Hydropower & Dams*, Volume 8, Issue 5, 2001.
- SHERARD, J. L., “Embankment Dam Cracking,” chapter in *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume*, John Wiley & Sons, New York, 1973.
- SHERARD, J. L., “Sinkholes in Dams of Coarse, Broadly-graded Soils,” ICOLD, 13th Congress on Large Dams, Q.49, R2, New Delhi, 1979.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., and TALBOT, J. R., “Basic Properties of Sand and Gravel Filters,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, June, 1984a.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., and TALBOT, J. R., “Filters for Silts and Clays,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, June, 1984b.
- SHERARD, J. L., “Hydraulic Fracturing in Embankment Dams,” *Proceedings, Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*, ASCE, May, 1985.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., “Filters and Leakage Control in Embankment Dams, *Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*, ASCE, May, 1985.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P., “Critical Filters for Impervious Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, July, 1989.
- SOBRINHO, J. A., SARDINHA, A. E., ALBERTONI, S. C., DIJKSTRA, H. H., “Development Aspects of CFRD in Brazil”, J. Barry Cooke Volume, *Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, September, 2000.
- US Department of the Army, Corps of Engineers, “Earth and Rock-Fill Dams - General Design and Construction Considerations,” EM-1110-2-2300, July, 1994.

US Department of the Army, Corps of Engineers, "Engineering and Design - Seepage Analysis and Control for Dams," EM 1110-2-1901 September, 1986.

US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, "Soil Mechanics Note No. 1," *Guide for Determining the Gradation of Sand and Gravel Filters*, January, 1986.

US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, "Design Standards No. 13 - Embankment Dams," Chapter 5 - Protective Filters, May, 1987.

VITHALANI, J., BEENE, R. R., "The Use of Soft Rock for R. D. Bailey Dam", *Proceedings, 12th ICOLD Congress*, Vol. 1, Q. 44, R. 15, pp. 321-325, 1976.

US Department of the Army, Corps of Engineers, "Engineering and Design - Seepage Analysis and Control for Dams," EM 1110-2-1901 September, 1986.

US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, "Soil Mechanics Note No. 1," *Guide for Determining the Gradation of Sand and Gravel Filters*, January, 1986.

US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, "Design Standards No. 13 - Embankment Dams," Chapter 5 - Protective Filters, May, 1987.

VITHALANI, J., BEENE, R. R., "The Use of Soft Rock for R. D. Bailey Dam", *Proceedings, 12th ICOLD Congress*, Vol. 1, Q. 44, R. 15, pp. 321-325, 1976.

---

## 9. INSTRUMENTATION

---

### 9.1. INTRODUCTION

Les barrages doivent pouvoir faire face à n'importe quelles conditions de charge pour toute la durée de vie nominale de l'aménagement et plus encore sans représenter un danger. Tout déversement soudain ou imprévu d'eau du réservoir risque de provoquer des pertes de vie et la destruction de biens matériels. Cette menace pour les vies humaines, pour les biens matériels et pour la sécurité du public impose le recours à des méthodes pour évaluer le comportement d'un barrage et sa sûreté durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. Parmi les raisons pour lesquelles on installe des instruments sur les barrages et dans leurs fondations, on compte :

- Les fonctions diagnostiques, notamment :
  - la vérification des hypothèses de conception,
  - la vérification de l'applicabilité des nouvelles techniques de construction,
  - la compréhension de la nature particulière d'un évènement indésirable,
  - la vérification d'un comportement satisfaisant constant.
- En matière de prévision, l'instrumentation vise à fournir la capacité de faire des prédictions éclairées et valides quant au comportement futur du barrage à partir des données recueillies.
- Les motifs juridiques sont, entre autres, l'acquisition de données objectives valides permettant d'évaluer les demandes d'indemnisation liées à la construction du barrage ou à l'exploitation de l'aménagement.
- En vue de la recherche, l'instrumentation a pour fonction :
  - d'améliorer les caractéristiques et les concepts des barrages à venir, à partir des données des instruments et de celles ayant trait au comportement de l'ouvrage,
  - de favoriser les progrès des techniques de construction,
  - de contribuer à développer une meilleure compréhension des mécanismes de défaillance.

Les barrages CFRD bien construits, en enrochement ou en gravier compacté, et situés sur des fondations stables, sont considérés comme des structures essentiellement sûres. Il arrive parfois que le débit de percolation s'avère supérieur à ce qui avait été estimé par les experts et/ou au débit considéré acceptable par les exploitants, même si la sécurité fondamentale du barrage n'est pas remise en question. Les instruments installés sur les barrages CFRD visent à :

- confirmer le comportement prévu,
- identifier les secteurs qui pourraient présenter des problèmes,
- relever les problèmes quand ils se produisent effectivement,
- favoriser les améliorations aux caractéristiques de conception et aux détails des barrages CFRD à venir.

---

## 9. INSTRUMENTATION

---

### 9.1. INTRODUCTION

Dams are expected to safely withstand all loading conditions for the design life of the project and beyond. Any sudden or unplanned release of stored water can result in loss of life and property. Potential loss of life, property damage, and the public welfare require a means to evaluate the performance and safety of a dam during construction, during reservoir filling and during project operation. Reasons for installing instrumentation in dams and their foundations include:

- Diagnostic, including
  - Verifying design assumptions,
  - Verifying suitability of new construction techniques,
  - Understanding the specific nature of an adverse event, and
  - Verifying continued satisfactory performance.
- Predictive reasons include the ability to make informed and valid predictions of the future behavior of the dam based upon the collected data.
- Legal reasons include availability of valid instrumented data for use in evaluating damage claims arising from dam construction or project operation.
- Research, including
  - Using available instrumentation and performance data to improve future design features and concepts,
  - Developing advances in construction techniques, and
  - Assisting in a better understanding of failure mechanisms.

A well-constructed CFRD, using compacted rockfill or gravel fill, on a stable foundation is recognized as a fundamentally safe structure. The rate of leakage through some CFRDs exceeded the rate estimated by the designers and/or the rate acceptable to the owners, however, the fundamental safety of the dam was not in question. Instrumentation installed in CFRDs is oriented towards:

- Confirming the expected behavior,
- Identifying potential problem areas,
- Diagnosing problems when they do occur, and
- Promoting improvements to the design features and details of future CFRDs.

## 9.2. LIMITES

La conception d'un barrage CFRD dans un site donné est tributaire d'une compréhension approfondie de l'état des fondations et des matériaux disponibles pour la construction du corps de l'ouvrage. Le comportement des barrages CFRD du passé et les leçons qu'on a pu tirer de l'expérience acquise sur des sites présentant des conditions similaires représentent des éléments importants qui contribuent à la réussite de la conception, de la construction et de l'exploitation d'un barrage CFRD. Il s'agit d'un processus d'évolution, au cours duquel on a apporté des améliorations aux techniques offertes pour doter la structure d'instruments et pour l'ausculter. L'auscultation du comportement d'un barrage à partir d'instruments permet de comprendre pourquoi les barrages se comportent comme ils le font, mais la seule auscultation n'assure pas une compréhension complète des phénomènes en jeu. Des inspections visuelles régulières (quotidiennes, hebdomadaires et/ou mensuelles, selon les exigences de l'exploitant) et l'examen d'observateurs qualifiés permettent de mieux comprendre le comportement du barrage.

On note toutefois des limites à ce qui peut être doté d'instruments, mesuré et observé. Ainsi, il n'est pas possible de placer des instruments à tous les endroits qui pourraient devenir critiques par la suite. Il arrive que les mesures soient relevées de façon irrégulière ou pas du tout. Les données peuvent être recueillies, mais non analysées. Dans certains cas, une quantité énorme de données sont recueillies, ce qui fait en sorte qu'on risque ne pas prendre en compte certains paramètres importants. Il peut arriver qu'avec le temps, des instruments présentent des défaillances et ne sont pas remplacés. La composition des instruments, la fréquence des relevés, les méthodes utilisées pour relever les données, les relier et les analyser, de même que la nécessité de remplacer ou d'ajouter des instruments, devraient faire l'objet d'une révision tous les cinq ans. Cette révision devrait également prévoir une inspection visuelle du barrage, des fondations et des appuis latéraux, une évaluation de l'entretien et de l'exploitation de l'ouvrage, de même qu'une analyse du comportement global du barrage et du réservoir pour vérifier la sûreté de l'ouvrage.

## 9.3. SYSTÈMES D'INSTRUMENTATION

Le nombre d'instruments, leurs types et leur emplacement dépendent des préoccupations soulevées durant la conception et la construction de l'ouvrage, ainsi que de l'expérience et du sens commun ; il n'y a pas de lignes directrices particulières. Règle générale, le système d'instrumentation est conçu en tenant compte des facteurs suivants :

- la fonction ou la nécessité d'un instrument particulier,
- sa fiabilité, tant à court qu'à long terme,
- son besoin d'entretien limité,
- sa compatibilité avec la construction,
- son faible coût et la facilité avec laquelle il est installé,
- sa simplicité,
- sa robustesse.

## 9.2. LIMITATIONS

The design of a CFRD at any given site depends on a thorough understanding of foundation conditions and the materials available for use in the body of the dam. Past performance of CFRDs and lessons learned from the performance history at other sites with similar conditions are important elements that contribute to the successful design, construction, and operation of a CFRD. During this evolutionary process, improvements have been made to the techniques available to instrument and monitor the dam. Monitoring of dam behavior using instrumentation provides knowledge of why dams behave the way they do, but monitoring alone does not provide complete understandings. Regular visual inspections (daily, weekly, and/or monthly depending on owner requirements) and evaluations by qualified observers add to the understanding of the performance of the dam.

But, there are limitations to what can be instrumented, measured, and observed. It is not possible to place instruments at all locations that later may become critical. Measurements may be taken on an irregular schedule or not at all. Data may be recorded but not evaluated. In some instances, an overwhelming amount of data is collected such that important measurements are overlooked. In time, instruments fail and are not replaced. The instrumentation array, the frequency of readings, the methods used to record, plot and evaluate data, and the need to replace or add instruments should be reviewed in detail every five years. This review should also include a detailed visual inspection of the dam, foundations, and abutments, an evaluation of maintenance and operation, and an analysis of the overall dam and reservoir performance with respect to fundamental safety of the dam.

## 9.3. INSTRUMENTATION SYSTEMS

The quantity, type and location of instruments depend on design and construction concerns, experience, and common sense; there are no specific guidelines. Generally, the following factors govern the design of the instrumentation system:

- Purpose or need for the instrument,
- Reliability, short term and long term,
- Low maintenance requirements,
- Compatibility with construction,
- Low cost and ease of installation,
- Simplicity,
- Ruggedness.

Compte tenu des facteurs qui précèdent, l'instrumentation d'un nouveau barrage devrait représenter environ un pour cent du coût total de construction de l'ouvrage pour être considérée adéquate et rentable.

Les paramètres communément auscultés et les types d'instruments utilisés sont présentés dans le Tableau 15.

Parmi les instruments utilisés communément de nos jours, on trouve :

- les piézomètres, particulièrement le piézomètre à tube ouvert et celui à corde vibrante, servant à mesurer la pression de l'eau à certains endroits particuliers, généralement dans les fondations,
- les déversoirs de jaugeage, permettant de mesurer le débit de percolation à travers le barrage et les fondations,
- les inclinomètres, les électro-nivelles, les jauges d'ouverture de joint, les tassomètres, les bornes d'observation et les extensomètres, utilisés pour mesurer les déformations, le tassement et les mouvements.

Tableau 15  
Instruments et mesures

Paramètre mesuré	Emplacement	Instruments typiques
Alignement	Crête, talus ou tout autre point d'intérêt	Borne d'observation (mesurée par tachéomètre électronique, laser, GPS, géodimètre)
Déformation ou mouvement interne	Tout point d'intérêt dans le barrage, dans les fondations et dans les appuis latéraux	Jauge de déformation, inclinomètre, tassomètre, électro-nivelles, extensomètres
Ouvertures ou fissures	Joints en surface du béton	Jauge d'ouverture de joint, fissuromètre
Pression de l'eau	Dans le barrage, dans les fondations et dans les appuis latéraux	Piézomètre, puits d'observation
Débit de percolation	Dans les galeries, au pied du barrage et à tout autre point d'intérêt	Déversoir de jaugeage, canal jaugeur, débitmètre ou récipient étalonné
Qualité de l'écoulement	Tout point d'intérêt	Turbidimètre
Réaction aux séismes	Crête du barrage, pied du barrage et appuis latéraux	Accéléromètre de pointe, accéléromètre pour secousses fortes, station de mesure de microséismes

Certains de ces types d'instruments sont décrits ci-dessous.

Considering the above factors, an adequate and cost effective instrumentation installation at a new dam will approximate one percent of the total construction cost of the dam.

Parameters that are commonly monitored and instrument types are listed in Table 15.

Instruments in common use today include:

- Piezometers, mainly the open standpipe and the vibrating-wire piezometer, to measure water pressure at a specific location, generally within the foundation,
- Weirs to measure the rate of leakage through the dam and its foundation,
- Inclometers, electro-levels, joints meters, settlement cells, bench marks and extensometers to measure deformation, settlement and movement.

Table 15  
Instruments and Measurements

<b>Property Measured</b>	<b>Measurement Location</b>	<b>Typical Instruments</b>
Alignment	Crest, slope or other location of interest	Surface monument, Total station, Laser, GPS, Geodimeter
Deformation or Internal Movement	All points of interest within the dam, foundation, and abutments	Strain gage, Inclinometer, Settlement cell, Electro-level, Extensometers
Opening or Crack	Joints of concrete surface	Joint meter, Crack meter
Water Pressure	Within the dam, foundation, and abutments	Piezometer, Observation well
Rate of Leakage Flow	Within the galleries, toe of the dam and any other location of interest	Weir, flume, flow meter or calibrated container
Quality of Leakage	Any location of interest	Turbidity meter
Earthquake Response	Dam crest, toe of dam and abutments	Peak acceleration recorder, Strong motion accelerometer, Microseismic Station

Several of these instrument types are described below.

### **9.3.1. Piézomètres**

Les piézomètres sont utilisés pour mesurer le niveau de la nappe phréatique et la pression interstitielle à l'intérieur du remblai du barrage et/ou de ses fondations. Dans les barrages CFRD, les piézomètres sont généralement installés dans les appuis latéraux et dans les fondations ; il n'est pas courant d'en installer dans le corps du remblai, sauf en présence de matériaux peu drainants, comme c'est le cas de l'enrochement ou du gravier présentant une teneur importante en particules de la taille du sable et du limon.

### **9.3.2. Déversoirs de jaugeage**

Un déversoir de jaugeage, un canal jaugeur ou tout autre instrument pour mesurer le débit offre des informations immédiates permettant d'évaluer le comportement du barrage. Les déversoirs de jaugeage sont prévus dans les endroits stratégiques, permettant de mesurer le débit de percolation dans le barrage, de même que dans les appuis latéraux et les fondations. Le comportement général du barrage, en matière de percolation, peut être mesuré à l'aide d'un déversoir de jaugeage placé au pied aval. Des systèmes permettant de détecter automatiquement le niveau d'eau aux déversoirs de jaugeage et de relever les données à distance sont recommandés lorsque la surveillance de la percolation revêt un aspect critique.

### **9.3.3. Tassomètres**

Les tassomètres, hydrauliques ou électriques, sont utilisés pour mesurer les tassements qui se produisent dans le remblai durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. L'évaluation des données sur le tassement durant la construction s'avère utile pour comparer le comportement du barrage à celui d'autres projets construits avec des matériaux similaires. La déformation du masque lors de la mise en eau du réservoir peut être estimée à partir de relations empiriques fondées sur les analyses des données concernant le tassement (voir le Chapitre 2).

### **9.3.4. Électro-nivelles**

En plus de l'inclinomètre, les électro-nivelles sont présentement utilisées pour mesurer la déformation de la dalle du masque pendant la construction, au moment de la mise en eau du réservoir et au cours de l'exploitation de l'aménagement. Pour plusieurs ouvrages récents, on a remplacé l'inclinomètre par des électro-nivelles pour mesurer les déformations de la dalle du masque. Les électro-nivelles sont composées d'une capsule de verre remplie partiellement d'un fluide électrolytique ; sur le marché, on les appelle des potentiomètres électrolytiques détecteurs de la gravité. Trois ou quatre électrodes pénètrent dans la capsule et sont utilisées pour mesurer la résistance électrique dans le fluide. Les rotations angulaires des électro-nivelles sont détectées sous forme de variations de la résistance électrique entre les électrodes formant un demi-pont de Wheatstone, tel que représenté à la Fig. 47.

Lorsque l'ensemble est incliné, le fluide électrolytique bouge avec la gravité, de façon telle que la résistance électrique augmente dans une électrode et diminue dans

### **9.3.1. Piezometers**

Piezometers are used to monitor the groundwater level and pore water pressure within the dam embankment and/or its foundation. In a CFRD, piezometers are typically installed in the abutments and in the foundation, and not normally within the body of the embankment unless non free-draining materials, such as rockfill or gravel fill with substantial amounts of sand and silt size particles are used.

### **9.3.2. Weirs**

A weir, flume or other flow-measuring device provides immediate information regarding the performance of the dam. Weirs are placed in strategic locations to measure leakage through the dam and through the abutments and foundation. Overall performance of the dam with respect to leakage can be measured by means of a weir at the downstream toe of the dam. Automated sensing of weir levels and remote read-out of data is encouraged in situations, where monitoring of leakage is critical.

### **9.3.3. Settlement Cells**

Settlement cells, both hydraulic and electric, are used to monitor the settlements that take place within the embankment during construction, reservoir filling, and project operation. Evaluation of settlement data during construction is useful when comparing the performance of the dam to other projects with similar materials. Face deformation during reservoir filling can be estimated using empirical relationships based on analyses of settlement data (see Chapter 2).

### **9.3.4. Electro-levels**

In addition to the inclinometer, the electro-level is currently being used to monitor the deformation of the face slab during construction, during reservoir filling and during project operation. In several recent dams, the electro-level has replaced the inclinometer for monitoring the face slab deformation. The electro-level consists of a glass capsule partially filled with an electrolytic fluid, commercially known as gravity sensing electrolytic potentiometers. Three or four electrodes penetrate the capsule and are used to measure electric resistance through the fluid. Angular rotations of the electro-levels are monitored as change in the electrical resistance between the electrodes forming a half Wheatstone bridge as shown in Fig. 47.

When the unit is tilted, the electrolytic fluid moves due to gravity, increasing the electrical resistance to one electrode and decreasing the resistance to the other.

l'autre. La relation entre la rotation et la tension de sortie est obtenue grâce à une procédure de calibrage. Les données individuelles relevées pour chaque électro-nivelles sont mises en rapport avec la distance le long du plan de la dalle du masque. Grâce aux mesures relevées, une courbe polynomiale est tracée à partir d'une procédure d'ajustement de la courbe. La courbe polynomiale obtenue est intégrée afin d'obtenir une courbe de déformation continue. Les électro-nivelles offrent les avantages suivants :

- il est facile d'installer les instruments,
- la collecte des données est rapide, et
- il est possible d'installer les instruments, peu importe l'inclinaison du talus.

Autre facteur important, les électro-nivelles peuvent être installées et les données peuvent être relevées aussitôt que la dalle de béton a été coulée. Elles permettent donc une collecte des données précoce, offrant ainsi une évaluation de la déformation du masque pendant la construction du barrage. Une installation type est représentée à la Fig. 48.

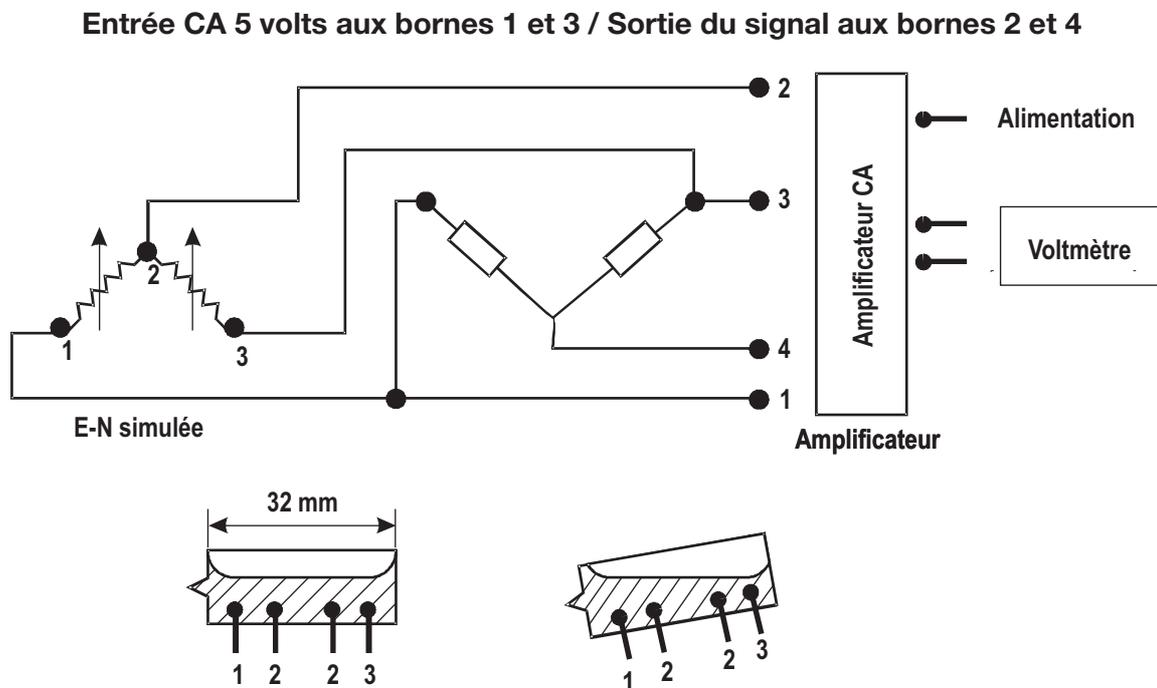


Fig. 47

Schéma du circuit des électro-nivelles  
(Wu *et al.*, 2000)

### 9.3.5. Jauges d'ouverture de joint

Des jauges d'ouverture de joint de type mécanique ou électrique permettent de surveiller l'ouverture des joints des dalles de béton. Dans les barrages CFRD, des appareils électriques sont généralement utilisés. Des jauges unidimensionnelles sont utilisées pour mesurer l'ouverture des joints verticaux entre les dalles du masque, bien que des jauges bidimensionnelles soient parfois utilisées pour évaluer les mouvements latéraux et le cisaillement des joints. Des jauges d'ouverture de joint tridimensionnelles sont habituellement utilisées dans le joint périmétral afin de mesurer l'ouverture perpendiculaire, parallèle et tangentielle des joints.

The relation between rotation and output voltage is obtained by means of a calibration procedure. Individual readings for each electro-level are plotted against distance along the plane of the face slab. Using the measured readings, a polynomial curve is obtained by a curve fitting procedure. The resulting polynomial curve is integrated to obtain a continuous deflection curve. The electro-level has the following advantages:

- The instrument can be installed easily,
- Data collection is rapid, and
- The instrument can be installed on any steepness of slope,

Significantly, the electro-level can be installed and read as soon as the concrete slab is poured. This allows early collection and evaluation of face deformation during construction. A typical installation is shown in Fig. 48.

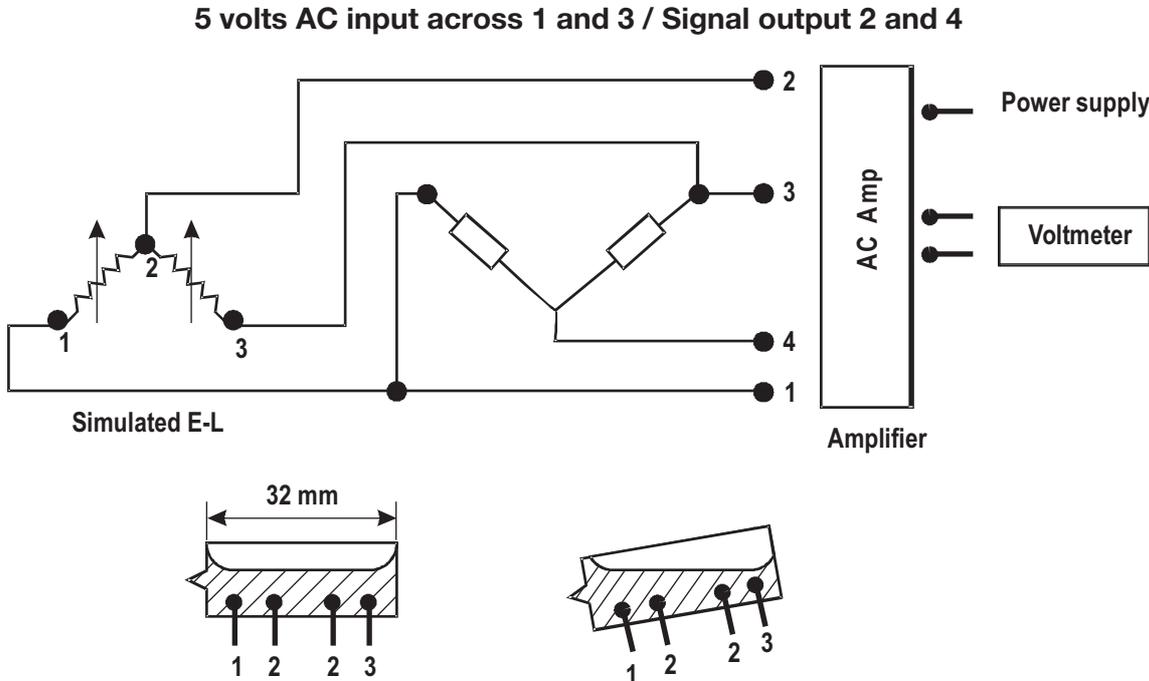


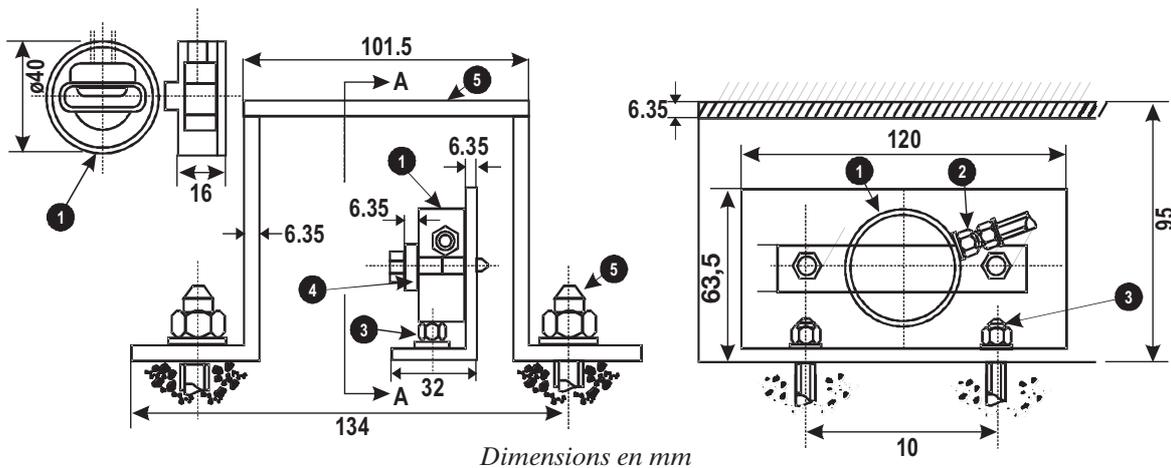
Fig. 47  
Electro-level schematic layout  
(Wu *et al.* 2000)

**9.3.5. Joint Meters**

Both mechanical and electrical joint meters are available to monitor the joint opening of the concrete slabs. In CFRDs, commonly, electrical joint meters are used. One-dimensional joint meters are used to monitor the joint opening between the concrete face slabs across vertical joints, although two-dimensional joint meters are occasionally used to monitor the lateral and shear movement of the joints. Three-dimensional joint meters are normally used in the perimeter joints to monitor the joint opening in the perpendicular, parallel and tangential directions.

### 9.3.6. Accéléromètres

Deux types d'accéléromètres sont disponibles, soit l'accéléromètre de pointe et l'accéléromètre pour secousses fortes. L'accéléromètre de pointe est utilisé pour enregistrer l'accélération maximale du séisme, tandis que l'accéléromètre pour secousses fortes permet d'enregistrer de façon continue la réaction sismique. L'accéléromètre pour secousses fortes est utilisé dans les régions présentant une forte activité sismique et est alimenté par énergie solaire ou électrique. Selon leur sensibilité, les accéléromètres pour secousses fortes peuvent également être utilisés pour mesurer l'activité sismique faible, comme celle déclenchée par la mise en eau du réservoir. Ils sont également munis d'une fonction d'enregistrement autonome. Dans les régions présentant une faible activité sismique, il suffit d'installer un simple accéléromètre de pointe à faible coût.



Dimensions en mm

Fig. 48

Assemblage des électro-nivelles boulonnées à la dalle de béton (Penman, 2000)

- 1 Cylindre de laiton
- 2 Presse-garniture étanche
- 3 Boulons fixant l'instrument à la dalle de béton
- 4 Traverse d'ancrage
- 5 Boîtier et boulons séparés fixant l'ensemble au béton

## 9.4. ÉTUDES DE CAS

### 9.4.1. Tianshengqiao 1

La construction du barrage de Tianshengqiao 1 (TSQ1), en Chine, a été achevée en 1999. D'une hauteur de 178 m, cet ouvrage était à ce moment le plus grand barrage CFRD en Asie. Le remblai en enrochement a été construit en sept étapes successives, tandis que la dalle en béton du masque a été construite en trois étapes. La mise en eau du réservoir a été effectuée à mesure que la construction avançait. La largeur de la crête de ce barrage est de 12 m et son parapet en amont a une hauteur de 5 m ; sa coupe transversale est typique de celle d'autres barrages CFRD. Compte tenu de sa hauteur et de sa construction en plusieurs étapes, le barrage de TSQ1 a fait l'objet d'une auscultation intensive durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. Au total, 620 instruments ont été installés. Les types d'instruments et leur nombre sont résumés au Tableau 16. La composition de l'instrumentation dans la section la plus haute du barrage est représentée à la Fig. 49. Durant les deux premières années d'exploitation, un taux de défaillance des instruments relativement faible de 5,3 % a été relevé.

### 9.3.6. Accelerometers

There are two types of accelerometers available, peak accelerometer and strong motion accelerometer. The peak accelerometer is used to monitor only the peak response while the strong motion type is used to continuously record the seismic response. The strong motion accelerometer is used in areas of high seismicity and is operated by solar or electric power. Depending on the sensitivity of the accelerometers, strong motion accelerometers can be used to monitor low seismic activity, such as that triggered by the reservoir impoundment. They are also equipped with self-contained recording capability. In areas of low seismicity, installing a simple low-cost peak acceleration recorder is sufficient.

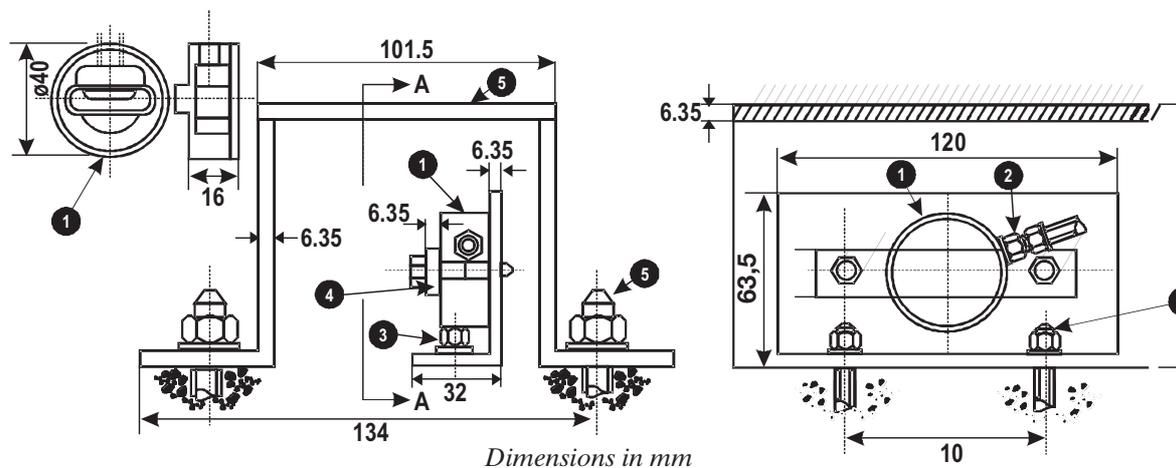


Fig. 48

Electro-level mounting bolted to the Concrete Slab (Penman, 2000)

- 1 Brass cylinder
- 2 Watertight gland
- 3 Bolts holding instrument to concrete slab
- 4 Clamping bar
- 5 Separate cover and bolts holding it to concrete

## 9.4. CASE HISTORIES

### 9.4.1. Tianshengqiao 1

Tianshengqiao 1 (TSQ1), in China, was completed in 1999. At a height of 178 m, TSQ1 is the tallest CFRD in Asia. The rockfill embankment was constructed in seven stages; the concrete face slab was constructed in three stages. The reservoir was impounded simultaneously with dam construction. The dam has a crest width of 12 m, a 5 m high upstream parapet wall, and a cross section typical of other CFRDs. Because of its height and staged construction, TSQ1 was extensively monitored during construction, reservoir filling and project operation. A total of 620 instruments were installed, the type and quantity of instruments are summarized in Table 16. The instrument array at the maximum section of the dam is shown in Fig. 48. During the first two years of operation, a relatively small failure rate for the instruments of 5.3% was experienced.

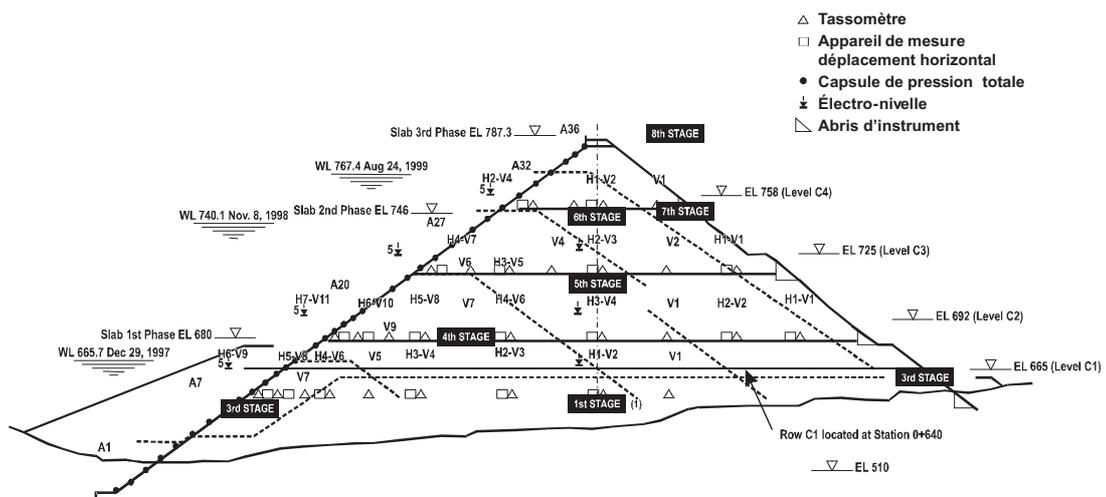
*Tassomètres.* Des tassomètres hydrauliques ont été installés sur quatre niveaux différents dans le remblai, afin de relever le tassement durant la construction et lors de la mise en eau du réservoir.

*Extensomètres horizontaux.* Des extensomètres à corde en invar ont été installés dans le remblai afin de mesurer la déformation horizontale. Ces instruments ont été placés aux mêmes niveaux que les tassomètres.

*Capsules de pression totale.* Les capsules de pression totale, rassemblées en huit groupes, ont été installées au niveau de la section la plus haute du barrage afin de mesurer les contraintes internes dans le remblai. Les capsules ont été orientées de

Tableau 16  
Tianshengqiao 1 - Instrumentation

Emplacement	Type d'instrument	Nombre
Remblai en enrochement	Tassomètres	50
	Extensomètres horizontaux	31
	Capsules de pression totale	28
	Jauges d'ouverture de joint simples	27
	Piézomètres	34
	Déversoirs de jaugeage de percolation	3
	Indicateurs de niveau d'eau à tube ouvert	19
Dalle en béton	Électro-nivelles	64
	Jauges d'ouverture de joint 3-D	36
	Jauges d'ouverture de joint simples	26
	Jauges de déformation	84
	Jauges de déformation sans contrainte	15
	Jauges de contrainte à barre d'acier	76
	Thermomètres	27
Cheilles en acier inoxydable (mouvement des joints)	33	
Crête et talus	Bornes d'observation de surface	67



1) 2<sup>e</sup> étape construite à partir des appuis latéraux, jusqu'aux niveaux 720 et 774 m à la rive droite et la rive gauche

Fig. 49

Séquence de construction du barrage TSO 1 et instrumentation dans sa section la plus haute (Wu *et al.*, 2000)

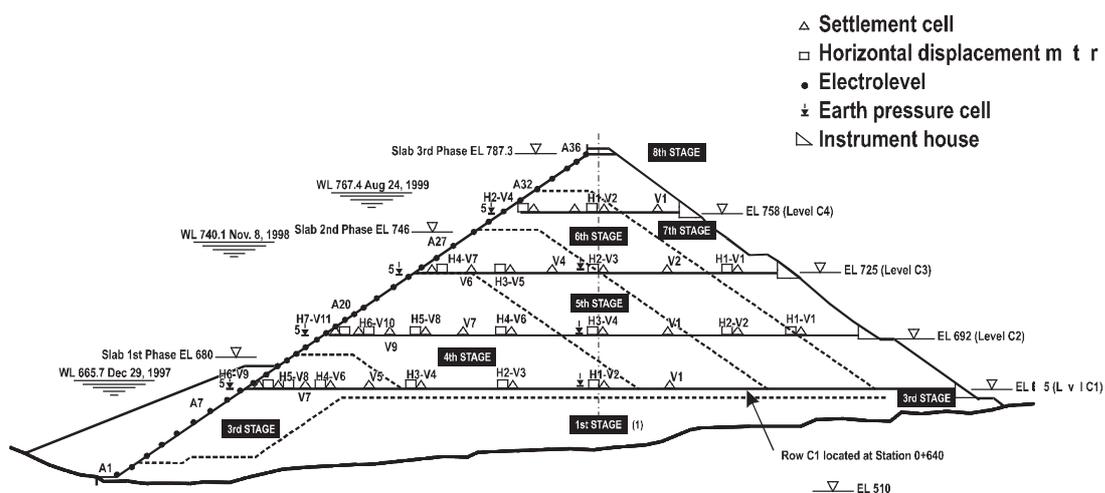
*Settlement Cells.* Hydraulic settlement cells were installed at four levels within the embankment to monitor settlement during construction and reservoir filling.

*Horizontal Extensometer.* Invar wire extensometers were installed within the embankment to monitor horizontal deformation. These instruments were installed at the same levels as the settlement cells.

*Total Pressure Cells.* Total pressure cells, in eight groups, were installed at the maximum cross section to monitor the internal stresses within the embankment. The cells were oriented such that the stresses in both vertical and horizontal (normal to

Tableau 16  
Tianshengqiao 1 - Instrumentation Array

Location	Instrument Type	Quantity
Rockfill Embankment	Settlement Cell	50
	Horizontal Extensometer	31
	Total Pressure Cell	28
	Single Joint Meter	27
	Piezometer	34
	Seepage Measuring Weir	3
	Standpipe Water Level Meter	19
Concrete Face	Electro-level	64
	3-D Joint Meter	36
	Single Joint Meter	26
	Strain Meter	84
	No-Stress Strain Meter	15
	Steel Bar Stress Meter	76
	Thermometer	27
	Stainless Steel Pins (joint movement)	33
Crest and Slope	Surface Monuments	67



1) 2nd Stage developed on the abutments, up to elevations 720 and 874 in the right and left bank

Fig. 49  
TSQ 1 Construction Sequence and Instrumentation at Maximum Section  
(Wu *et al.*, 2000)

façon à mesurer les contraintes à la verticale et à l'horizontale (perpendiculairement à l'axe du barrage). Dans la zone de transition sous le masque en béton, les capsules de pression ont été installées pour mesurer les contraintes à la verticale et à l'horizontale (perpendiculairement à l'axe du barrage), ainsi que perpendiculairement et parallèlement au talus amont. Des capsules de pression ont également été installées au point de contact entre la dalle du masque et la zone 2B sous la dalle. À noter que les capsules de pression totale ne sont pas courantes dans de nombreux barrages CFRD et dans les barrages en remblai en général. Dans de nombreux cas, les données recueillies se sont avérées douteuses.

*Électro-nivelles.* Des électro-nivelles ont été placées à intervalles d'environ 10 à 15 m au niveau de la section la plus haute du barrage, et dans deux sections aux appuis. Les instruments ont été installés dans les sept jours environ suivant la mise en place de la dalle de béton. Les câbles ont été disposés dans une tranchée d'une profondeur d'environ 5 cm construite durant le nivellement par coffrage coulissant de la dalle du masque. Les câbles ont ensuite été acheminés aux boîtiers des instruments situés sur la crête du barrage. Une fois les lectures initiales relevées et vérifiées, les électro-nivelles ont été enfermées dans un caisson de béton de 200 mm × 200 mm × 200 mm.

*Jauges d'ouverture de joint simples.* Au niveau des appuis latéraux, où on s'attend à voir les joints verticaux de la dalle du masque s'ouvrir dans les zones de tension, des jauges électriques simples ont été installées afin de mesurer l'ouverture des joints.

*Jauges d'ouverture de joint 3-D.* Des jauges électriques tridimensionnelles ont été installées le long des joints périmétraux afin d'en mesurer les mouvements. Ces jauges d'ouverture de joint ont été orientées de manière à surveiller l'ouverture du joint (mouvement perpendiculaire au joint), le tassement (mouvement perpendiculaire au masque en béton) et le cisaillement (mouvement parallèle au joint). Chaque capteur est en fait composé de trois jauges, dont deux dotées d'une plage de mesure de 200 mm permettant de mesurer l'ouverture et le tassement, tandis que la troisième présente une plage de mesure de 100 mm et permet de mesurer le mouvement de cisaillement.

*Bornes d'observation de surface.* Des bornes d'observation de surface ont été installées sur la crête et sur les talus afin de mesurer le tassement de la surface du remblai. Une série de bornes a été disposée sur la crête, et sur le talus pour chacune des phases de coulage de la dalle de béton.

*Déversoirs de jaugeage de percolation.* Des déversoirs de jaugeage de percolation ont été installés au pied aval afin de mesurer le débit total de percolation traversant le barrage et les fondations.

#### **9.4.2. Barrage d'Aguamilpa**

Le barrage d'Aguamilpa, au Mexique, a été pendant un certain temps le plus grand barrage CFRD exploité dans le monde; sa hauteur maximale est de 186 m. Du côté amont, le remblai est constitué de sable et de gravier compacté, tandis que du côté aval, il est composé d'enrochement compacté. La largeur de la crête de ce

the dam axis) could be measured. In the transition zone beneath the concrete face, pressure cells were installed to monitor stresses in the vertical and horizontal (normal to the dam axis) direction and normal and parallel to the upstream slope. Pressure cells were also installed at the contact between the face slab and the Zone 2B beneath the slab. (Total pressure cells are not in common use in many CFRDs and embankment dams in general. In many cases, the data obtained is found to be unreliable.)

*Electro-levels.* Electro-levels were installed at a spacing of about 10 to 15 m at the maximum section in the valley and at two abutment sections. The instruments were installed within about seven days after placing the concrete slab. Cables were laid in a trench about 5 cm deep constructed during the slip forming of the face slab. The cables were then routed to the instrument house located on the dam crest. After initial readings were taken and checked, electro-levels were enclosed in a 200 mm × 200 mm × 200 mm concrete box.

*Single Joint Meters.* In the abutments where the vertical face slab joints are expected to open in tension zones, electrical single joint meters were installed to monitor the joint opening.

*3-D Joint Meters.* Electrical 3-D joint meters were installed along the perimeter joints to monitor the joint movement. The joint meters were oriented to monitor joint opening (movement normal to joint), settlement (movement normal to the concrete face), and shear (movement parallel to joint). Each meter consisted of two gages with a measuring range of 200 mm to measure opening and settlement at the joint, and a third gage with a measuring range of 100 mm to measure shearing movement.

*Surface Monuments.* Monuments were installed at the crest and side slopes to monitor the surface settlement of the embankment. One line of surface monuments was installed on the crest and side slope for each phase of the concrete slab.

*Seepage Measuring Weir.* Seepage measuring weirs were installed at the downstream toe to measure the total seepage through the dam and foundation.

#### **9.4.2. Aguamilpa Dam**

Aguamilpa Dam, in Mexico, currently holds the distinction of the highest operating CFRD in the world at a maximum height of 186 m. The embankment upstream consists of compacted sand and gravel while the embankment downstream consists of compacted rockfill. The dam has a crest width of 12 m and a 5 m high

barrage est de 12 m, et son parapet a une hauteur de 5 m. L'instrumentation vise principalement à superviser la déformation du remblai, la déformation de la dalle du masque, l'ouverture des joints, la percolation et la réaction aux séismes. L'instrumentation du remblai est située à trois sections transversales : une dans la section la plus haute du barrage et une autre au niveau des deux appuis latéraux. Au total, 676 instruments ont été installés. Les types d'instruments, leur nombre et leur emplacement sont résumés au Tableau 17.

Tableau 17  
Liste d'instruments du barrage CFRD d'Aguamilpa

Emplacement	Type d'instrument	Nombre	Remarques
Remblai en rochement	Tassomètres hydrauliques	82	
	Inclinomètres	6	
	Extensomètres horizontaux	36	
	Capsules de pression totale	78	
	Piézomètres pneumatiques	14	
	Déversoirs de jaugeage de percolation	15	Dans la galerie et au pied aval
	Piézomètres à tube ouvert	27	Dans les appuis latéraux et dans le pied
Dalle en béton	Inclinomètres	4	Sur le dessus de la dalle de béton
	Jauges électriques d'ouverture de joint 3-D	19	Joint périmétral
	Jauge électrique d'ouverture de joint 2-D	1	Joint périmétral
	Jauges électriques d'ouverture de joint simples	35	Joint périmétral
	Jauges d'ouverture de joint mécaniques	45	Aux joints verticaux de la dalle du masque et du parapet
Crête et talus	Bornes d'observation de surface	301	161 bornes temporaires pour mesurer les mouvements durant la construction et 140 bornes permanentes
Crête et appuis latéraux	Accéléromètres	13	2 sur la crête, 5 sur chaque appui, une à l'extérieur de l'emprise du barrage

parapet wall. The main focus of the instrumentation was to monitor the embankment deformation, face slab deformation, joint opening, leakage and seismic response. Embankment instrumentation is located at three cross sections, at the maximum cross section in the valley, and one on each abutment. A total of 676 instruments were installed; a summary of the location, type, and quantity are listed in Table 17.

Table 17  
Aguamilpa CFRD List of Instruments

Location	Instrument Type	Quantity	Remarks
Rockfill Embankment	Hydraulic Settlement Cell	82	
	Inclinometer	6	
	Horizontal Extensometer	36	
	Total Pressure Cell	78	
	Pneumatic Piezometer	14	
	Seepage Measuring Weir	15	Located in the gallery and at the downstream toe
	Standpipe Piezometer	27	Located in the abutments and toe
Concrete Face	Inclinometer	4	On top of concrete face slab
	3-D Joint Meter-Electric	19	Perimeter joint
	2-D Joint meter-Electric	1	Perimeter joint
	Single Joint Meter-Electric	35	Perimeter joint
	Mechanical Joint Meter	45	Located at vertical joints on face slab and parapet wall
Crest and Slope	Surface Monuments	301	161 temporary monuments to monitor construction movement, and 140 permanent monuments
Crest and Abutment	Accelerometer	13	2 on the crest, 5 on each abutment, one in the free field

## 9.5. RÉFÉRENCES

- ASCE, Task Committee on Instrumentation and Dam Monitoring Performance, “Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance”, ASCE American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2000.
- BARTHOLOMEW, C. L., MURRAY, B. C., and GOINS, D. L., Embankment Dam Instrumentation Manual, *A Water Resources Technical Publication, United States Department of the Interior (Bureau of Reclamation)*, January 1987.
- GONZALEZ-VALENCIA, F. AND MENA-SANDOVAL, E., “Aguamilpa Dam Behaviour”, *Seventeenth Annual USCOLD Lecture Series, Non-Soil Water Barrier for Embankment Dams*, United States Society on Dams, pp. 133-147, San Diego, California, April 1997.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A. and REGALADO, G., “Construction and Performance of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 286-315.
- MACEDO-GOMEZ, G., CASTRO-ABONCE, J. AND MONTANEZ-CARTAXO, L., “Behavior of Aguamilpa Dam”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, Beijing, 2000, pp. 117-151.
- PENMAN, A. and FILHO, P. R., “Instrumentation for CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, Beijing, 2000.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. Jr., ARAYA, J. A. M., HUANG, Z. Y. and MORI, R. T., “Tianshengqiao-1 CFRD – Monitoring & Performance – Lessons & New Trends for Future CFRDs (China)”, *CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, 18 September 2000, Beijing, China, pp. 573-585.

## 9.5. REFERENCES

- ASCE, Task Committee on Instrumentation and Dam Monitoring Performance, “Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance”, ASCE American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2000.
- BARTHOLOMEW, C. L., MURRAY, B. C., and GOINS, D. L., Embankment Dam Instrumentation Manual, *A Water Resources Technical Publication, United States Department of the Interior (Bureau of Reclamation)*, January 1987.
- GONZALEZ-VALENCIA, F. and MENA-SANDOVAL, E., “Aguamilpa Dam Behaviour”, *Seventeenth Annual USCOLD Lecture Series, Non-Soil Water Barrier for Embankment Dams*, United States Society on Dams, pp. 133-147, San Diego, California, April 1997.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A. and REGALADO, G., “Construction and Performance of Salvajina Dam”, *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Editors, ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 286-315.
- MACEDO-GOMEZ, G., CASTRO-ABONCE, J. and MONTANEZ-CARTAXO, L., “Behavior of Aguamilpa Dam”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, Beijing, 2000, pp. 117-151.
- PENMAN, A. and FILHO, P. R., “Instrumentation for CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, Beijing, 2000.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. JR., ARAYA, J. A. M., HUANG, Z. Y. and MORI, R. T., “Tianshengqiao-1 CFRD – Monitoring & Performance – Lessons & New Trends for Future CFRDs (China)”, *CFRD 2000, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, 18 September 2000, Beijing, China, pp. 573-585.

---

## 10. COMPORTEMENT DES BARRAGES CFRD

---

Le présent chapitre rassemble en quatre tableaux les paramètres suivants sur le comportement de divers barrages CFRD :

- Modules de déformation : vertical ( $E_v$ ) et perpendiculaire à la dalle du masque ( $E_t$ ) ;
- Mouvements du joint périmétral ;
- Tassement post-construction de la crête ;
- Fuites par percolation et traitements correctifs.

Chaque tableau présente les données recueillies et la source d'où elles proviennent. Les tableaux sont regroupés à la fin du présent chapitre, suivis de toutes les références.

Dans leurs travaux de 2003, Hunter et ses collaborateurs évaluent le comportement de divers barrages CFRD. Les aspects considérés incluent le tassement de la crête et de la dalle du masque, le déplacement des joints, les fissures et les fuites. Les auteurs fournissent des critères permettant d'évaluer les éléments suivants :

- Probabilité qu'une fuite concentrée apparaisse ;
- Probabilité qu'une fuite concentrée se poursuive ;
- Probabilité que cette progression engendre la formation de renards ;
- Probabilité qu'une brèche se forme dans le barrage.

L'annexe A du document cité fournit des données provenant d'études de cas, des illustrations et des références bibliographiques, ainsi qu'un survol de la conception, de la construction et du comportement d'un certain nombre de barrages CFRD. Le lecteur est invité à consulter cet utile document de référence.

### 10.1. MODULES DE DÉFORMATION

Le Tableau 18 résume les données concernant le tassement interne, exprimé sous forme de module de déformation verticale ( $E_v$ ) calculé durant la construction des barrages CFRD. Ce tableau présente également les données concernant le déplacement de la dalle du masque en béton, exprimé sous forme de module de déformation transversale, mesuré perpendiculairement à la dalle ( $E_t$ ) lors de la mise en eau du réservoir. Règle générale, on présente la valeur maximale du tassement et du déplacement de la dalle en béton pour chacun des ouvrages analysés. L'utilisation des données maximales sur le tassement et le déplacement permet d'obtenir les valeurs minimales des modules. Ce tableau indique également le rapport entre  $E_t$  et  $E_v$ . Les barrages sont présentés suivant leur ordre de hauteur, à partir du plus grand ouvrage.

Les travaux de 2002 de Hunter et Fell évaluent la déformation de l'enrochement. Cette évaluation aborde les aspects suivants :

- L'utilisation d'enrochement dans les barrages CFRD ;
- Une analyse de la bibliographie traitant des déformations de l'enrochement ;

---

## 10. PERFORMANCE OF CFRDs

---

This chapter summarizes performance of the CFRD in four tables:

- Moduli of Deformation, Vertical,  $E_v$ , and Perpendicular to Concrete Face,  $E_t$
- Perimeter Joint Movement
- Post-Construction Crest Settlement, and
- Leakage and Remedial Treatment.

Each table presents the data collected and the source of the information. The full reference is listed at the end of the Chapter. The tables are presented at the end of the Chapter.

Hunter *et al* 2003, evaluated the performance of CFRDs. Data are presented that include settlement of the crest and face slab, displacement of joints, cracking, and leakage. The authors provide a framework for assessing:

- Likelihood of initiation of a concentrated leak,
- Likelihood of continuation of a concentrated leak,
- Likelihood of progression to form a pipe, and
- Likelihood of a breach forming through the dam.

Appendix A of the above document presents case study data, figures, and references and provides an overview of the design, construction and performance of a number of CFRDs. The reader is encouraged to obtain this useful reference document.

### 10.1. MODULI OF DEFORMATION

Table 18 summarizes internal settlement data expressed as the vertical modulus of deformation,  $E_v$ , obtained during construction of the CFRD. The table also presents displacement data of the concrete face expressed as the transverse modulus of deformation, measured perpendicular to the concrete face,  $E_t$ , collected during the first filling of the reservoir. Generally, in each case, maximum values of settlement and concrete face displacement are presented. The use of maximum settlement and displacement data results in minimum values of the moduli. The ratio of the  $E_t$  to  $E_v$  is also presented in the table. The data are arranged by height of dam with the highest dam listed first.

Hunter and Fell, 2002, evaluated the deformation behavior of rockfill. Their evaluation includes the following:

- Use of rockfill in CFRDs,
- Literature review of rockfill deformation,

- Une analyse des déformations survenues dans les barrages CFRD pendant leur construction et lors de leur mise en eau ;
- Une analyse de la déformation des barrages CFRD durant l'exploitation de l'aménagement, y compris le tassement post-construction et le tassement interne ;
- Des lignes directrices recommandées pour les prédictions sur la déformation durant la construction, lors de la mise en eau et durant l'exploitation de l'aménagement.

Des études de cas portant sur de nombreux barrages CFRD sont également présentées. Le lecteur est invité à consulter cet utile document de référence.

## 10.2. MOUVEMENTS DU JOINT PÉRIMÉTRAL

Le Tableau 18 regroupe les données concernant les mouvements du joint périmétral. Les barrages sont présentés suivant leur ordre de hauteur, à partir du plus grand ouvrage.

## 10.3. TASSEMENT POST-CONSTRUCTION DE LA CRÊTE

Les données sur le tassement post-construction de la crête des barrages au fil du temps sont présentées dans le Tableau 19. Celui-ci indique le nombre d'années au cours desquelles les données ont été recueillies, le tassement, la hauteur du barrage et le tassement sous forme de pourcentage de la hauteur de l'ouvrage. Les barrages sont présentés suivant leur ordre de hauteur, à partir du plus grand ouvrage.

Les travaux de Clements (1984) évaluent le tassement post-construction de barrages à masque amont, dont 18 avec enrochement déversé et 9 avec enrochement compacté. La hauteur des ouvrages en enrochement déversé varie de 28 à 110 m ; celle des ouvrages en enrochement compacté varie de 15 à 110 m. Clements examine le tassement lors de la mise en eau du réservoir et après 10 années de service. En utilisant une courbe de régression linéaire, on a obtenu la relation suivante permettant de prévoir le tassement mesuré :

$$s = a H^b$$

où :

s = tassement post-construction, en mètres

H = hauteur du barrage, en mètres

a et b = constantes déterminées en fonction du type de barrage et de la période

Clements propose les valeurs suivantes pour les constantes a et b :

Relation entre le tassement post-construction et la hauteur

Constante	Enrochement déversé		Enrochement compacté	
	Mise en eau	10 ans de service	Mise en eau	10 ans de service
a	$1,8 \times 10^{-3}$	$9 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-6}$
b	1,2	0,9	1,1	2,6

- Analysis of deformation behavior of the CFRD during construction and during first filling,
- Analysis of deformation behavior of the CFRD during reservoir operation including post-construction settlement and internal settlement, and
- Recommended guidelines for deformation prediction during construction, during first filling, and post-construction.

Case-history data on a large number of CFRDs are also presented. The reader is encouraged to obtain this useful reference document.

## 10.2. PERIMETER JOINT MOVEMENT

Table 18 presents perimeter joint movement data. The data are arranged by height of dam with the highest dam listed first.

## 10.3. POST-CONSTRUCTION CREST SETTLEMENT

The post-construction settlement of the crest with time is presented in Table 19. The number of years over which data have been collected, the settlement, height of dam and the settlement expressed as a percentage of the height are given. The data are arranged by height of dam with the highest dam listed first.

Clements, 1984, studied post-construction settlement of CFRD, 18 with dumped rockfill and 9 with compacted rockfill. The dumped rockfill dams ranged in height from 28 to 110 m; the compacted rockfill dams ranged in height from 15 to 110 m. Clements evaluated the settlement data during initial impounding and after 10 years of service. Best-fit analysis, resulting in the following relationship, was used to predict the measured settlement.

$$s = a H^b$$

where:

s = post-construction settlement, meters

H = height of the dam, meters

a and b = constants depending on type of dam and time of measurement

Clements suggested the following values for the constants a and b:

Post-Construction Settlement-Height Relationship

Constant	Dumped Rockfill		Compacted Rockfill	
	Initial Impounding	10 years service	Initial Impounding	10 years service
a	$1.8 \times 10^{-3}$	$9 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-4}$	$1.4 \times 10^{-6}$
b	1.2	0.9	1.1	2.6

Dans le cas d'un barrage de 100 m, les relations de Clements permettent d'obtenir les estimations suivantes :

Enrochement déversé :

Mise en eau	0,45 m
10 ans de service	0,57 m

Enrochement compacté :

Mise en eau	0,03 m
10 ans de service	0,22 m

Tous les barrages CFRD modernes sont construits en enrochement compacté ou encore en sable et gravier d'origine alluvionnaire compactés.

#### 10.4. PERCOLATION ET TRAITEMENTS CORRECTIFS

Le débit de percolation mesuré à certains barrages et l'indication de traitements correctifs apportés sont résumés au Tableau 20. Les barrages présentant les plus grands débits de percolation sont en tête de liste.

Il n'était pas courant auparavant d'évaluer la percolation dans les fondations ou à travers le masque en béton. Avec l'utilisation d'enrochement peu résistant ou de graviers silteux en guise de remblai, il est toutefois devenu de plus en plus important d'évaluer ce paramètre et de l'utiliser afin de concevoir le système de drainage interne.

La percolation par les fondations peut être estimée grâce aux concepts habituels ayant trait à l'écoulement en milieu poreux, ou encore à des méthodes plus complexes qui tiennent compte de l'effet des discontinuités dans la masse rocheuse et de l'effet du rideau d'injection (Giesecke *et al.*, 1992).

Il est difficile d'estimer le débit qui traversera les fissures et les joints de la dalle, et il est souvent préférable pour ce faire d'avoir recours à des études de cas. Plusieurs experts ont néanmoins tenté de mettre au point une base théorique pour ce calcul ; ces méthodes peuvent s'avérer utiles pour renforcer une estimation (Casinader et Rome, 1988). Une discussion des techniques pouvant servir à estimer le débit de percolation dans les fissures et les joints de la dalle du masque est présentée au Chapitre 2.

Les fuites par percolation représentent un paramètre essentiel pour juger du comportement global d'un barrage CFRD. Un débit de percolation important signale la présence d'ouvertures dans le joint périmétral ou dans les joints de la dalle, ou encore que la dalle en béton est fissurée dans une certaine mesure. La percolation par la fondation peut également jouer un rôle lorsque le débit s'avère élevé.

La conception des barrages CFRD repose fondamentalement sur le principe que les nombreuses zones de remblai du barrage, y compris le matériau de soutien de la dalle, les filtres, les transitions, les drains de sortie et le corps du barrage, demeureront stables, même en présence d'un débit de percolation extrêmement élevé. La capacité de l'enrochement de tolérer et de laisser passer des débits importants est largement documentée. Par conséquent, si les zones du remblai et le traitement des fondations

For a dam 100 m tall, the following estimates are obtained using Clements relationships:

Dumped rockfill:

Initial impounding	0.45 m
10 years service	0.57 m

Compacted rockfill:

Initial impounding	0.03 m
10 years service	0.22 m

All modern CFRDs are constructed with compacted rockfill or compacted alluvial sand and gravel.

#### 10.4. LEAKAGE AND REMEDIAL TREATMENT

Leakage and remedial treatment are summarized in Table 20. Dams with the largest leakage rates are listed first.

Previously, it was not common practice to estimate the seepage through the foundation or the concrete face, however, with the use of soft rockfill or dirty gravels as embankment materials it is becoming increasingly important to estimate this seepage and use the estimate as a basis for sizing the internal drainage system.

Seepage through the foundation can be estimated following the usual concepts of flow in porous media, or more complex methods that include the effect of discontinuities in the rock mass, and the effect of the grout curtain (Giesecke *et al.*, 1992).

The flow through the cracks and joints in the slab is difficult to estimate, and often it is preferable to resort to case histories, however there have been several attempts to provide a theoretical basis to the calculations, and these methods may be useful to provide additional support to the estimate (Casinader and Rome 1988). A discussion of the techniques to estimate leakage through cracks and joints in the face slab is presented in Chapter 2.

Leakage is a key parameter concerning the overall performance of the CFRD. Large leakage rates are an indication that opening has occurred to the perimeter and/or face joints and/or that the concrete face has cracked to some extent. Seepage through the foundation may also be a contributing factor to large leakage rates.

The fundamental design concept of the CFRD is that the several embankment zones of the dam including the face support material, filters, transitions, under drainage and the body of the dam remain stable even if extremely large leakage rates were to occur. The ability of rockfill to accept and pass large flows is well known in the literature. Thus, if the embankment zones and the foundation treatment have been designed and constructed appropriately, the large leakage rates are not an indication

ont été conçus et réalisés de façon adéquate, les débits de percolation élevés ne mettent pas en jeu la sécurité de l'ouvrage. En revanche, ils indiquent que des mesures correctives peuvent être requises pour réduire les fuites par percolation.

#### *Expérience d'Hydro Tasmania en matière de barrages CFRD*

Le Tableau 21 présente le débit de percolation mesuré aux barrages CFRD exploités par Hydro Tasmania (Damien Kenneally, 2003).

Le comportement de ces ouvrages s'avère excellent dans l'ensemble. Un seul barrage a nécessité des mesures correctives. Pour la plupart, les barrages CFRD ayant un bon comportement ne sont pas traités dans les ouvrages de référence.

#### *Expérience chinoise*

En 2003, Jia Jinsheng, Ph. D relevait les débits de percolation suivants de divers barrages CFRD en Chine :

- Réservoir supérieur de Shisanling, centrale à réserve pompée
  - surface de béton de 175 000 m<sup>2</sup>
  - hauteur de 75 m
  - débit de percolation de 5 l/s
- Réservoir supérieur de Guangzhou, centrale à réserve pompée
  - hauteur de 68 m
  - débit de percolation inférieur à 1 l/s
- Réservoir inférieur de Tianhuangping, centrale à réserve pompée
  - hauteur de 97 m
  - débit de percolation maximal de 55 l/s, réparé en 1999 en vidangeant le réservoir, ramené à moins de 5 l/s
- Réservoir supérieur de Xikou, centrale à réserve pompée
  - hauteur de 37 m
  - débit de percolation maximal de 7,7 l/s
- Barrage CFRD de Qinshan avec lame d'étanchéité en caoutchouc ondulé dessus le joint périmétral
  - hauteur de 122 m
  - débit de percolation de 4 l/s
- Barrage de Tianshengqiao, voir ci-après
  - hauteur de 182 m
  - débit de percolation de 132 l/s
- Chenping
  - hauteur de 75 m
  - débit de percolation d'environ 70 l/s
- Wan-anxi
  - hauteur de 94 m
  - débit de percolation maximal de 25 l/s

that safety is a problem, but rather that remedial treatment may be needed to reduce the leakage.

### *Hydro Tasmania CFRD Experience*

Damien Kenneally, 2003, Table 21, reports leakage rates at CFRDs owned by Hydro Tasmania.

In general, excellent performance is reported. Only one dam required remedial treatment. Most CFRDs that have performed well are not widely discussed in the literature.

### *Experience in China*

Dr. Jia Jinsheng, 2003, reports the current leakage rates at several CFRDs in China:

- Shisanling upper reservoir, pumped storage hydro
  - Concrete lined area 175 000 m<sup>2</sup>,
  - Head 75 m,
  - Leakage 5 l/s.
- Guangzhou upper reservoir, pumped storage hydro
  - Head 68 m
  - Leakage less than 1 l/s
- Tianhuangping lower reservoir, pumped storage hydro
  - Head 97 m
  - Maximum leakage 55 l/s, repaired in 1999 by emptying the reservoir, leakage reduced to less than 5 l/s
- Xikou upper reservoir, pumped storage hydro
  - Head 37 m
  - Maximum leakage 7.7 l/s
- Qinshan CFRD with corrugated rubber waterstop over the top of the perimeter joint
  - Head 122 m
  - Leakage 4 l/s
- Tianshengqiao, see following discussion
  - Head 182 m
  - Leakage as of 2003, 132 l/s
- Chenping
  - Head 75 m
  - Leakage approximately 70 l/s
- Wan-anxi
  - Head 94 m
  - Maximum leakage 25 l/s

- Guanmenshan
  - hauteur de 59 m
  - débit de percolation de 5 l/s
- Longxi
  - hauteur de 59 m
  - débit de percolation de 3 l/s

Deux barrages présentant des problèmes ont été signalés.

- Le barrage de Gouhou, d'une hauteur de 70 m, a connu une défaillance à la suite de l'ouverture du joint entre la dalle du masque et le parapet, en raison de la déformation du remblai zoné en gravier. La mise au point des détails du joint avait été négligée, tout comme l'était la construction de l'ouvrage.
- Le barrage de Zhushuqiao, d'une hauteur de 78 m, présentait un débit de percolation mesuré de 2 500 l/s et a été réparé en 2000 et en 2001, après la vidange du réservoir. Une étude de cas est présentée plus loin.

Les barrages CFRD construits en Chine présentent dans l'ensemble un bon comportement. Par conséquent, il s'agit d'un type de barrage souvent privilégié. Les ouvrages suivants étaient en construction en 2003, et utilisaient une lame d'étanchéité en caoutchouc ondulé :

- Shuibuya, hauteur de 233 m
- Hongjiadu, hauteur de 180 m
- Jilintai, hauteur de 152 m
- Zipingpu, hauteur de 156 m
- Yinzidu, hauteur de 139 m
- Bajiaohe, hauteur de 115 m

Les pages suivantes offrent diverses études de barrages ayant nécessité des mesures correctives pour réduire la percolation.

#### *Turimiquire (Cooke, 2000)*

La construction du barrage de Turimiquire, au Venezuela, a été menée à terme en 1980. La conception de cet ouvrage de 115 m est typique des barrages CFRD de l'époque. Les talus du barrage présentent une pente de 1,4 H : 1 V en amont et de 1,5 H : 1 V en aval. Il s'agit de paramètres prudents, compte tenu de l'excellent enrochement en calcaire. Le matériau d'appui du masque (zone 2) est composé d'un enrochement concassé inférieur à 150 mm, matériau ayant tendance à se ségréger en lentilles et en stries de matériaux fins et grossiers. Les zones du barrage ont été adéquatement conçues, et la construction est de qualité. Un drain de sortie de grande capacité en enrochement est situé au pied aval du barrage.

La mise en eau du réservoir n'a pas été entreprise avant 1988 en raison d'un retard dans la construction de la galerie d'amenée. Le réservoir a été rempli presque au complet pour la première fois durant la période s'étendant de 1988 à 1991 ; pendant cette période, le débit de percolation maximal a été de 300 l/s. En 1994, le débit de percolation est passé à 5 400 l/s, avec une augmentation d'environ 500 l/s par jour sur une période de 10 jours. On a immédiatement procédé à la mise en place sous l'eau de

- Guanmenshan
  - Head 59 m
  - Leakage 5 l/s
- Longxi
  - Head 59 m
  - Leakage 3 l/s

Two problem dams were reported:

- Gouhou, head 70 m, failed as a result of the opening of the joint between the face slab and the parapet wall following deformation of the zoned gravel embankment. Joint detailing and construction of the dam were poor.
- Zhushuqiao, head 78 m, leakage tested at 2500 l/s, repaired in 2000 and 2001 after emptying the reservoir. This case history is described later, p 10-13.

CFRDs in China have, in general, performed well and, as a result, are often the selected dam type. The following are under construction in 2003 using the corrugated rubber waterstop:

- Shuibuya, head 233 m
- Hongjiadu, head 180 m
- Jilintai, head 152 m
- Zipingpu, head 156 m
- Yinzidu, head 139 m
- Bajiaohe, head 115 m

Several case histories of dams that included remedial treatment to reduce seepage are summarized below:

#### *Turimiquire (Cooke, 2000)*

The 115-m tall Turimiquire Dam in Venezuela was completed in 1980. The design was typical of CFRDs constructed during that time period. The outer slopes of the dam are 1.4H:1V upstream and 1.5H:1V downstream, a conservative design for the excellent limestone rockfill. The Zone 2 face support material consists of minus 150 mm crusher run rockfill, a material that will segregate into lenses and streaks of fine and coarse material. The dam was well zoned and well constructed. A large capacity limestone rockfill underdrain is located at the base of the dam downstream of the dam centerline.

The reservoir did not begin filling until 1988 because of delay in the completion of the water transfer tunnel. Nearly complete filling of the reservoir occurred during the period, 1988 to 1991; maximum leakage during this period was 300 l/s. In 1994, leakage increased to 5400 l/s at a rate of about 500 l/s per day over a 10-day period. Tremie placement of silty fine sand was immediately undertaken and the reservoir was drawn down. During the summer of 1995 a second repair by tremie placement of

sable fin limoneux et le niveau d'eau du réservoir a été abaissé. Au cours de l'été 1995, une deuxième réparation par mise en place sous l'eau de sable fin limoneux a été réalisée ; le débit de fuite a été réduit à environ 2 000 l/s, avec le réservoir à environ 5 m sous sa capacité maximale. Durant le remplissage du réservoir en 1996, le débit de fuite est passé à 3 000 l/s. Une troisième réparation a alors été réalisée ; le débit de percolation est redescendu à 1 600 l/s avec le réservoir à pleine capacité. Compte tenu des besoins en eau, un débit de percolation atteignant jusqu'à 3 000 l/s est considéré acceptable. À la mi-1999, tandis que le réservoir était à pleine capacité, le débit de fuite est passé à plus de 6 000 l/s. Il a alors été ramené à moins de 4 000 l/s grâce à la mise en place sous l'eau de sable fin limoneux et de gravier ; il s'agit là de la quatrième réparation. La mise en place d'une géomembrane en PVC de 7 850 m<sup>2</sup> a été réalisée dans la deuxième moitié de l'an 2000. Grâce à cette intervention, le débit de fuite est passé d'environ 6 000 l/s à un peu plus de 600 l/s.

Les fuites par percolation ont été détectées à l'aide d'un hydrophone, en établissant le profil des décibels. Elles étaient concentrées dans le secteur du joint périmétral et au-dessus de celui-ci, là où la pente de l'appui latéral se fait plus marquée. Des inspections détaillées du secteur ont été réalisées par des plongeurs et à l'aide d'une caméra. Un véhicule téléguidé (VTG) a également été utilisé pour les inspections réalisées par la suite. La cartographie du secteur fissuré donne l'image d'un incident amorcé au niveau du joint périmétral et qui s'est étendu pour former une importante fissure courbée au-dessus de ce joint. La défaillance s'explique selon le mécanisme suivant :

- une fuite initiale de cause inconnue est apparue au niveau du joint périmétral ;
- l'érosion a fait passer certains matériaux de la zone 2 dans la zone 3 adjacente ;
- une fissure découlant de la perte de soutien de la dalle du masque est apparue dans cette région ;
- les fissures ont progressé, avec l'augmentation du débit de percolation et de la dispersion du matériau fin.

Des massifs de 1 m par 2 ont été découpés dans la dalle en béton afin d'installer des piézomètres après la construction du masque. On suppose que des défauts dans la construction de l'appui des massifs découpés réalisé par la suite et dans son remplissage ont pu contribuer aux problèmes des fuites.

### *Aguamilpa*

La mise en eau du réservoir a été amorcée à la mi-1993. Le débit de percolation a atteint environ 63 l/s, puis est passé à quelques litres par seconde. Vers la fin de 1994, le débit de percolation est passé à 260 l/s, à un moment où le réservoir était rempli jusqu'au niveau 219 m, soit 16 m sous le sommet du parapet. Le débit est redescendu à moins de 50 l/s au cours de l'été 1995 et 1996, lorsque le niveau du réservoir était un peu inférieur au niveau 200 m. En 1997, on a détecté de nombreuses fissures horizontales et diagonales dans la dalle en béton, situées entre les niveaux 198 et 202 m. Un examen des données relevées par inclinomètre a révélé des irrégularités à plusieurs endroits. Des plongeurs ont inspecté la dalle et ont découvert une fissure horizontale au niveau 180 m. Celle-ci traversait environ 10 sections de dalle, pour une longueur de 150 m, et son ouverture maximale était de 15 mm. Cette fissure était partiellement colmatée par des sédiments limoneux ; à certains endroits, les fuites étaient évidentes.

silty fine sand was undertaken; leakage reduced to about 2000 l/s with the reservoir about 5 m from full. During the rising reservoir in 1996, leakage increased to 3000 l/s. A third repair was undertaken; leakage reduced to 1600 l/s with a full reservoir. Because of water supply requirements, leakage at rates up to 3000 l/s is acceptable. In mid-1999, with full reservoir, leakage increased to over 6000 l/s. Leakage reduced to less than 4000 l/s as a result of tremie placement of silty fine sand and gravel, the fourth repair. A repair that included the placement of 7850 m<sup>2</sup> of a PVC geomembrane was implemented in the latter half of 2000. Leakage reduced from 6000 l/s to somewhat over 600 l/s.

Leakage was detected using a hydrophone and establishing decibel contours. The leak was concentrated at a location at and above the perimeter joint in an area where the abutment slope is steepest. Divers and a TV camera made detail inspections of the area. A remotely operated vehicle (ROV) was also used in subsequent inspections. The map of the cracked area gives the appearance of an incident that started at the perimeter joint and progressed to a curved major crack above the perimeter joint. The mechanism of failure is visualized to be:

- An initial leak at the perimeter joint, cause unknown,
- Erosion and some of the Zone 2 material into the adjacent Zone 3,
- Nearby cracking as a result of loss of face slab support, and
  
- Progression of cracking as leakage increased and additional fine-grained material is removed.

One m by 2 m block-outs had been made in the concrete face in order to install piezometers subsequent to the construction of the concrete face. Defects in the later construction of the support for the block-outs and the backfilling of the block-outs are suspected as contributing to the leakage problem.

### *Aguamilpa*

The reservoir began filling in mid-1993. Leakage peaked at about 63 l/s, then reduced to only a few liters per second. In late 1994, leakage increased to 260 l/s, reservoir level at elevation 219, 16 meters below the top of the parapet wall. Flows decreased to below 50 l/s during the summer of 1995 and 1996 with reservoir levels slightly below elevation 200. In 1997, several horizontal and diagonal cracks were detected in the concrete face between elevations 198 and 202. A study of the inclinometer data showed irregularities at several elevations. Diver inspection of the concrete face discovered a horizontal crack at elevation 180 crossing about 10 slabs, 150 m, with maximum opening of 15 mm. The crack was partially sealed with silty sediment; at some locations leakage was evident.

On attribue la brusque augmentation du débit de percolation survenue en 1994 à l'ouverture des fissures lorsque le niveau du réservoir a été rehaussé presque jusqu'à sa pleine capacité. La réduction de ce débit est probablement due au colmatage des fissures par des sédiments et à un certain abaissement du niveau du réservoir après la saison des pluies. Les ingénieurs de l'exploitant du barrage croient que durant la saison des pluies, les fissures s'ouvrent à cause du rehaussement du niveau du réservoir. L'eau chargée de sédiments traversant les fissures colmate celles-ci et le débit de percolation décroît. La cohésion des sédiments étant faible, lors de la saison des pluies suivante, les fissures s'ouvrent de nouveau et le débit augmente. En 1998 et en 1999, le débit maximal a été de 214 et de 173 l/s, respectivement. Le débit minimal pour 1998 et 1999 a été inférieur à 50 et à 100 l/s, respectivement.

Une méthode a été mise au point en vue de colmater la fissure située au niveau 180 m. Des inspections récentes ont révélé que celle-ci s'est allongée d'environ 40 m ; sa longueur totale est maintenant d'environ 190 m.

Le comportement du barrage d'Aguamilpa peut, somme toute, être considéré satisfaisant. Les fissures de la dalle du masque ont été attribuées aux tassements différentiels provoqués par l'utilisation de matériaux hétérogènes pour la construction du remblai. Le matériau d'origine alluvionnaire à faible compressibilité du barrage d'Aguamilpa a été placé dans la recharge amont, tandis que l'enrochement ayant une compressibilité relativement plus élevée a été utilisé pour la recharge aval.

### *Xingo*

Lors de la mise en place du remblai, on a observé l'apparition de fissures à la surface du remblai de zone 2B, à proximité de l'appui latéral de gauche. Les fissures présentaient une largeur moyenne de 20 mm, mais certaines pouvaient atteindre 56 mm ; elles étaient principalement verticales. Des déplacements de 15 mm ont en outre été signalés. Dans un premier temps, la surface des fissures a été colmatée avec du mastic et la mise en place du remblai s'est poursuivie. De nouvelles ouvertures sont apparues par la suite dans les mêmes fissures, et de nouvelles fissures se sont formées plus en hauteur, dans le même secteur. Avant la mise en place de la dalle du masque, les fissures ont été remplies de sable. La surface a été refaite puis compactée à l'aide d'un rouleau vibrant.

Les tassements et les déformations du barrage de Xingo ont continué dans les zones d'enrochement après la mise en eau du réservoir. Un comportement normal a été observé pendant un an et demi, avec un débit de percolation d'environ 110 l/s. Le taux de tassement enregistré par divers instruments a connu par la suite une augmentation importante pendant environ six semaines, pour ensuite retourner à des taux similaires à ceux précédents. Le débit de percolation a augmenté à des valeurs variant de 180 à 200 l/s. Les plongeurs inspectant le barrage ont relevé d'importantes fissures, aux mêmes endroits où des fissures s'étaient formées dans le remblai de zone 2B durant la construction. Une fissure d'une longueur de 8 m et d'une largeur de 15 mm a été identifiée à un certain point, et un déplacement différentiel d'environ 300 mm a été observé entre deux panneaux de la dalle.

Ce tassement continu est étroitement lié à la fissuration de la dalle du masque et à l'augmentation du débit de percolation du barrage (Sousa, 1999). En s'infiltrant dans

The sudden increase in leakage in 1994 is thought to have been the result of cracks opening as the reservoir was raised to nearly full pool. The reduction is attributed to the sealing of the cracks with sediment and with some reduction of the reservoir level following the rainy season. The owners engineering staff believe that during the rainy season each year, the cracks open because the pool level increases. As sediment-laden water passes through the cracks, the cracks seal and seepage is reduced. The structure of the sediment is weak and, subsequently, during the next rainy season the cracks re-open and leakage again increases. Peak flows in 1998 and 1999 were 214 and 173 l/s, respectively. Minimum flows in 1998 and 1999 were <50 and <100 l/s, respectively.

A plan has been developed to seal the crack at elevation 180. Recent inspections of the crack have indicated a lengthening on the order of 40 m; total length is now about 190 meters.

Generally, the performance of Aguamilpa has been satisfactory. Face slab cracking was attributed to differential settlements caused by the use of dissimilar embankment materials. At Aguamilpa, low compressibility alluvial material was placed within the upstream shell of the dam while relatively high compressible rockfill was placed in the downstream shell.

### *Xingo*

During fill placement, cracks in the surface of Zone 2B were observed, close to the left abutment. Cracks had an average width of 20 mm but some were as wide as 56 mm and were essentially vertical. Offsets of the order of 15 mm were reported. Initially the cracks were sealed on the surface with mastic and fill placement resumed. New openings within the same cracks occurred as well as new cracks at higher elevations in the same zone. Prior to the placement of the face slab, cracks were filled with sand; the surface was re-graded, then compacted with a vibratory roller.

Settlements and deformations at Xingo continued within the rockfill zones after reservoir filling. Normal behavior was reported during the first 1.5 years with leakage on the order of 110 l/s. Subsequently, the rate of settlement of several instruments increased significantly over a period of about six weeks, then returned to similar rates recorded prior to the increase. Leakage increased to rates ranging from 180 to 200 l/s. Diver inspections indicated major cracks in the same areas where cracks had occurred in Zone 2B during construction. At one location, an 8-m long crack, 15 mm wide, was detected and an offset of about 300 mm was observed between two slabs.

The on-going settlement, face cracking, and the increase in leakage were closely related (Sousa, 1999). Leakage penetrated the dam fill reaching layers of less pervious

le remblai du barrage, l'eau a atteint des couches de matériau moins perméable où l'enrochement présentant une teneur plus élevée en fines a été placé. On suppose que le mouillage et la saturation résultant des fuites accrues dans ce secteur a provoqué l'augmentation du taux de tassement. Ce tassement accru a fait en sorte que les fissures se sont ouvertes davantage. Il est fortement probable que les fissures dans le remblai de la zone 2B se sont rouvertes, favorisant les fuites. Cette réouverture des fissures expliquerait également pourquoi on n'a pas obtenu un colmatage complet après le déversement de sable silteux.

L'augmentation du débit de percolation a été attribuée à l'ouverture des joints et des fissures de la dalle dans le secteur de l'appui latéral de gauche (des ouvertures de 36 mm ont été relevées). Des fissures capillaires ont été détectées sur la dalle du masque avant la mise en eau du réservoir, mais elles n'ont pas été traitées puisqu'elles étaient superficielles. Les fissures semblent avoir été provoquées par la topographie des fondations rocheuses de l'appui latéral de gauche, fortement inclinée vers l'aval.

Des mesures ont été prises pour remédier à la lente stabilisation des déplacements dans le secteur de l'appui latéral de gauche et pour préserver l'intégrité du matériau d'appui de la dalle du masque. Les valeurs du débit de percolation relevées sont considérées acceptables (Eigenheer *et al.*, 1999).

#### *Ita*

La mise en eau du réservoir a été amorcée vers la fin de février 2000; la pleine capacité a été atteinte vers la fin d'avril 2000, deux mois plus tard. Le débit de percolation est passé de 160 l/s vers la fin de février à 1 700 l/s à la mi-mai, soit une période d'environ 2 ½ mois. Les inspections de la dalle du masque réalisées par des plongeurs et par un véhicule téléguidé (VTG) ont révélé une série de fissures horizontales et subhorizontales dans 15 panneaux, de 10 à 15 m au-dessus du joint périmétral. Les fissures se sont formées vers l'appui latéral de droite, lorsque la charge hydraulique était entre 65 et 85 m. L'ouverture des fissures atteignait jusqu'à 7 mm. Le déversement d'argile et de sable a permis de réduire le débit de fuite de 1 700 l/s à 380 l/s. Les causes de ces fissures sont inconnues. L'analyse des données recueillies par le système d'instrumentation ne dénote aucun comportement anormal.

L'injection de coulis additionnel dans les fondations était en cours au même moment que le déversement d'argile et de sable. Le rideau d'injection a été prolongé dans le secteur entre le barrage et l'évacuateur de crue, pour traiter des couches interstratifiées perméables entre les couches de basalte. On ignore dans quelle mesure l'appui latéral est à l'origine des fuites, ainsi que l'effet de l'injection de coulis supplémentaire sur la réduction des fuites.

L'importance de la protection fournie par les filtres au niveau du joint périmétral des barrages CFRD modernes a été amplement soulignée. En effet, le matériau de la zone 2A est bien compacté à cet endroit, tout comme l'est celui de la zone 2B adjacente. Par conséquent, les matériaux situés à une distance de trois à six mètres du joint périmétral sont denses et présentent un fort module de déformation. En s'écartant du joint, la dalle du masque est soutenue par un matériau moins dense, ce

material where rockfill with higher fines content was placed. It is believed that the increased rates of settlement were caused by wetting and saturation as a result of the increased leakage in this area. The increased settlement caused cracks to open further. Most probably, cracks in the Zone 2B material opened again allowing increased leakage. Re-opening of cracks also explains why the complete sealing after dumping of dirty sand was not obtained.

The increase in the rate of leakage was attributed to the opening of the joints and cracks in the concrete slabs of the left abutment (openings of 36 mm were observed). Hair-line cracks were detected in the face slab before the filling of the reservoir but they were not treated since they were superficial. Cracks appeared on the left abutment during the construction period and appear to have been produced by the topography of the rocky foundation in the left abutment, strongly inclined in the downstream direction.

Remedial treatments were carried out because of the slow stabilization of displacements in the left abutment and to preserve the integrity of the material supporting the face slab. The observed rates of leakage are considered acceptable, Eigenheer *et al.*, 1999.

### *Ita*

Reservoir filling began in late February 2000; a full reservoir was reached in late April 2000, two months later. Leakage increased from 160 l/s in late February to 1700 l/s in mid-May, a period of about 2 ½ months. Inspections of the face slab using divers and a remotely operated vehicle (ROV) revealed a series of horizontal and sub-horizontal cracks in 15 panels, 10 to 15 meters above the perimeter joint. The cracks occurred toward the right abutment under a reservoir head of 65 to 85 meters. Cracks were found to be open as much as 7 mm. Dumping of clay and sand were successful in reducing the leakage from 1700 l/s to 380 l/s. The underlying cause of the face cracks is not known. Analyses of data collected from the instrumentation system indicate no abnormal behavior.

Additional foundation grouting was also underway at the same time as the remedial clay-sand dumping. The grout curtain was deepened in the area between the dam and the spillway gate structure to treat pervious interbeds between basalt flows. The extent to which the abutment is a source of leakage is not known and the effect of the additional foundation grouting in reducing leakage is not known.

Modern CFRDs have emphasized the need for filter protection at the perimeter joint. At that location, the zone 2A is well compacted as is the adjacent zone 2B. The result is a dense, high modulus material located within three to six meters of the perimeter joint. At distances away from the joint the face slab is supported by a less dense material, thus creating the possibility of bending stresses and face slab cracking on the order of eight to ten meters above the perimeter joint. Some engineers

qui crée les conditions favorables à l'apparition de contraintes de flexion. Ainsi, la dalle risque de se fissurer à une distance d'environ huit à dix mètres au-dessus du joint périmétral. Certains experts ont avancé que ce phénomène peut avoir contribué à la fissuration de la dalle du masque du barrage d'Ita.

Le barrage CFRD d'Ita a été le premier à utiliser la méthode des bordures profilées afin de protéger la surface amont. Aucun matériau anti-adhérence empêchant ce phénomène entre la bordure et la dalle du masque n'a été appliqué. Certains ingénieurs avancent que, par conséquent, les contraintes se sont transmises entre la bordure et la dalle du masque, et que ce phénomène a pu contribuer à l'apparition des fissures sur la dalle du masque de cet ouvrage. Le Chapitre 8 présente une description de la méthode des bordures profilées servant à protéger la surface.

### *Golillas*

Le passage suivant, décrivant les fuites du barrage de Golillas, est une traduction des travaux d'Amaya et Marulanda (2000) :

« Au barrage de Golillas, la situation était plus complexe car les fuites se sont produites à travers les joints, mais également à travers les fondations de la plinthe. Étant donné que le problème n'a pas été entièrement résolu et que des fuites se produisent encore, voici un résumé des événements :

- Dès la mise en eau du réservoir, une érosion rapide des matériaux argileux de remplissage dans les joints principaux de certaines sections des fondations s'est manifestée, provoquant un débit de percolation total supérieur à 500 l/s, avec une tendance à s'accroître. À cause de ce problème, le réservoir a été vidangé, alors qu'il avait atteint 50 % de sa hauteur.
- Après les travaux de réparation, réalisés au niveau 2 915 m à l'appui latéral de droite, au point de contact entre la plinthe et les fondations, la mise en eau du réservoir a été réalisée complètement, atteignant presque le niveau maximal (2 995 m). Un débit de percolation toujours important, mais plus maîtrisé, d'environ 1 080 l/s, a été enregistré.
- Les exploitants de l'aménagement ont abaissé le niveau du réservoir jusqu'à la cote 2 965 m. Ainsi, il a été possible de traiter le secteur à proximité des appuis latéraux. En amont de la plinthe, au-dessus de ce niveau, les sédiments ont été enlevés, la surface a été nettoyée, et les joints principaux ont été colmatés. Enfin, la surface a été traitée à l'aide de béton projeté. Lorsque le réservoir a été de nouveau rempli, la percolation totale était de seulement 650 l/s, la moitié de ce qui avait été mesuré précédemment. Deux facteurs expliqueraient principalement ce phénomène : le traitement superficiel a permis de doubler le chemin de percolation dans les fondations (la plinthe a été augmentée par le traitement de la surface amont) et des matériaux fins se sont infiltrés dans le joint périmétral lors du nettoyage.
- Au cours des 15 années d'exploitation suivantes, période au cours de laquelle le barrage n'a pas présenté d'autres déformations importantes, la percolation s'est réduite spontanément. Avec le réservoir rempli jusqu'au niveau maximal, la percolation était d'environ 270 l/s. Vers la mi-1999, après avoir été maintenu au niveau maximal (2 997,5 m) pendant 10 mois, une période beaucoup plus longue

have suggested that this condition may have contributed to the face slab cracking at Ita.

Ita was the first CFRD to use the curb method for face protection. No bond break material was used on the surface of the curb to break the bond between the face slab and the curb. Some engineers have suggested that stress transfer between the curb and the face slab may have contributed to the face slab cracking at Ita. Chapter 8 includes a description of the curb method for surface protection.

### *Golillas*

The following description of leakage at Golillas is taken from Amaya and Marulanda (2000):

“At Golillas the situation was more complex, because leakage took place through these joints, but also through the plinth foundation. Since the problem was not completely solved, and leakage is still occurring, the development is summarized:

- During the first filling of the reservoir, a rapid erosion of the clayey fills in the main joints in some sectors of the foundation was evident, producing total seepage surpassing 500 l/s, with a tendency to be higher. This condition forced the emptying of the reservoir, when it was at 50% of its height.
- After repair works at elevation 2915 m in the right abutment, at the contact between the plinth and the foundation, reservoir filling was completed, almost to its maximum level (El. 2995 m). Still important leakage was registered, but more controlled, on the order of 1080 l/s.
- The operators of the project lowered the reservoir to elevation 2965 m. This allowed treatment of the area close to the abutments. Upstream of the plinth, above this elevation, loose material was removed, cleaned and the main joints were filled and finally the surface was reinforced with shotcrete. The next filling of the reservoir only registered a total seepage of 650 l/s, half of what was measured before. This is attributed to two main facts: with the superficial treatment, the seepage path for the foundation was doubled (the plinth was incremented with the reinforcing of the slope) and the fine materials that fell in the perimeter joint during cleaning.
- During the next 15 years of operation, a period during which the dam has not experienced any more important deformation, seepage reduced in a natural way. At the maximum reservoir level seepage was around 270 l/s. About mid 1999, after the reservoir remained at its maximum level (El. 2997.5 m) during 10 months, a time much longer than usual, seepage increased suddenly by more

qu'à l'habitude, le débit de percolation a augmenté brusquement de plus de 200 l/s, pour passer à environ 470 l/s. Cet événement pourrait avoir été provoqué par la migration partielle des matériaux infiltrés dans le joint périmétral. »

Les fuites n'ont pas affecté la stabilité du barrage, bien qu'un système de pompage permettant de diriger l'eau vers le réservoir a été mis en fonction. Une analyse indique que cette mesure est rentable, car l'eau qui retourne dans le réservoir peut générer plus d'énergie que celle requise pour le pompage.

« Il ressort clairement que la conception des trois barrières étanches utilisées au barrage de Golillas n'était pas adéquate. La barrière intermédiaire en PVC s'est cisailée et le mastic ne pénètre pas dans le joint supérieur lorsque le mouvement est essentiellement vertical. Certains mastics peuvent voir leur plasticité diminuer avec le temps ou s'ils sont soumis à de basses températures, comme cela est le cas du barrage de Golillas. »

### *Minase*

La construction du barrage de Minase a été achevée en 1964 par le ministère japonais de la Construction. Un survol des données d'intérêt est présenté ci-dessous :

- La construction de ce barrage d'une hauteur de 66,5 m a été réalisée de 1958 à 1963.
- Les fondations sont composées de roches sédimentaires à grains fins, de schiste, de tuf et de schiste argileux.
- Les pentes des talus d'enrochement sont de 1,4 H : 1 V à l'aval entre des risbermes d'une largeur de 5 m tous les 20 m de hauteur (pente moyenne totale de 1,65 H : 1 V) et de 1,35 H : 1 V à l'amont. L'angle au repos de l'enrochement tout-venant est de 1,3 H : 1 V, et les résultats des essais à la table vibrante indiquent qu'une pente de 1,4 H : 1 V est stable lorsqu'elle est soumise à une accélération de 0,2 g.
- L'enrochement formant le corps du barrage est en liparite. Celui-ci a été placé en couches (dont l'épaisseur n'est pas précisée dans les références) et compacté par arrosage à l'aide d'un volume d'eau correspondant à environ quatre fois le volume d'enrochement. L'indice des vides de l'enrochement arrosé est de 0,41.
- La dalle du masque en béton a été placée sur un enrochement décrit comme de « grosses roches tassées ».
- La dalle du masque en béton a été formée de panneaux mesurant pour la plupart 10 m par 10 m. L'aire d'armature d'acier représente environ 0,5 % de l'aire du béton.

Après la mise en eau du réservoir, on a mesuré un tassement de la crête d'environ 10 cm et un déplacement horizontal de celle-ci de 10 cm. Les valeurs maximales du tassement et du déplacement horizontal du masque en béton se trouvent à peu près à la mi-hauteur de celui-ci et sont de 33 cm et de 28 cm respectivement. Une fois le réservoir mis en eau, le débit de percolation mesuré par un déversoir de jaugeage situé au pied aval était de 220 l/s lorsque le réservoir était au niveau maximal. Ce débit de percolation n'est pas considéré excessif. Après une inspection du masque amont, on a toutefois décidé de réparer les joints horizontaux situés à peu près à mi-hauteur du barrage et le joint périmétral à proximité de l'appui latéral de gauche. Le débit de percolation est par la suite passé à environ 100 l/s.

than 200 l/s to approximately 470 l/s. This could have been generated by the partial washing of the material deposited in the perimeter joint.”

The leakage did not affect the stability of the dam, however, a pumping system to return the water to the reservoir was implemented. An analysis indicates that this measure is economical because the water that is returned to the reservoir can generate more energy than is required for pumping.

“It is clear that the design of the triple seal used at Golillas was not adequate. The intermediate PVC seal shears and the mastic did not penetrate the upper seal when movement is essentially vertical. Some mastic can lose plasticity with time or low temperature, as occurred at Golillas.”

### *Minase*

The Minase Dam was completed in 1964 by the Ministry of Construction, Japan. The following is a summary of pertinent data:

- The 66.5-m-high dam was constructed in the period 1958-1963.
- The foundation consists of fine-grained sedimentary rocks, shale, tuff, and mudstone.
- Rockfill slopes, downstream 1.4H:1V between 5 m wide berms every 20 m (1.65H:1V overall average slope) and 1.35H:1V upstream. The angle of repose of quarry rock was 1.3H:1V and shaking table results indicated that a 1.4H:1V slope was stable when subjected to 0.2 g acceleration.
- The rockfill forming the body of the dam was liparite. The rockfill was placed in lifts (thickness not presented in the reference) and compacted by sluicing with a volume of water about four times the fill volume. The void ratio of the sluiced rockfill was 0.41.
- The concrete face was placed on rockfill described as “packed large rock”.
- The concrete face was placed in slabs mostly measuring 10 m by 10 m. The area of the steel reinforcement was 0.5% of the area of the concrete section.

First filling of the reservoir resulted in about 10 cm of crest settlement and 10 cm of horizontal displacement at the crest. The maximum values of settlement and horizontal displacement of the concrete face at about mid-height were 33 cm and 28 cm respectively. Leakage after reservoir filling, as measured by a weir at the downstream toe, measured 220 l/s at the highest water level. This leakage was not considered to be excessive. However, upon inspection of the face, the horizontal joints at about mid-height of the dam and the perimeter joint at the left abutment were repaired. As a result, leakage reduced to about 100 l/s.

En juin 1964, le barrage de Minase a été touché par le séisme de Niigata (magnitude de 7,5, épïcêtre à une distance de 147 km du barrage, accélération maximale du sol au barrage estimée à  $75 \text{ cm/s}^2$  (0,076 g)). À la suite de ce séisme, la crête a subi un tassement d'environ 15 cm et un déplacement horizontal d'environ 10 cm. On a relevé une augmentation temporaire du débit de percolation : d'environ 100 l/s, il est passé à un peu plus de 200 l/s. Après quelques jours, ce débit est revenu au niveau précédent le séisme.

Les données à long terme sur la période s'étendant de 1963 à 1975 indiquent que le barrage a subi un autre tassement de 15 cm, pour un tassement total de 40 cm en 12 ans. Le déplacement horizontal total de la crête a été d'environ 30 cm au cours de la même période, de 1963 à 1975. Le débit de percolation a augmenté graduellement au fil des ans, sous l'effet du tassement à long terme. Vers la mi-1978, soit 15 ans après la mise en eau initiale du réservoir en 1963, le débit de percolation s'était accru à 400 l/s lorsque le réservoir était à pleine capacité.

La réparation de la dalle de béton, réalisée par la mise en place de « mastics asphaltiques graveleux » sur l'ensemble de la dalle, a été réalisée entre 1980 et 1983. Le débit de percolation a été réduit à une valeur pratiquement nulle. En 1983 s'est produit le séisme de la Mer du Japon centrale, d'une magnitude de 7,7 ; son épïcêtre se trouvait à une distance de 223 km du barrage. On a alors mesuré une accélération maximale du sol au niveau du barrage de  $34 \text{ cm/s}^2$  (0,035 g), tandis que l'accélération mesurée de la crête était de  $76 \text{ cm/s}^2$  (0,078 g). La fréquence prédominante au niveau des fondations était d'environ une seconde, et la durée du mouvement a été de 80 secondes. Les fuites à la suite de ce séisme ont été inexistantes.

#### *Khao Laem (Vajiralongkorn, rebaptisé en 2001)*

Cet aménagement à fonctions multiples dans la partie centrale de l'ouest de la Thaïlande a été construit sur des fondations présentant des conditions extrêmement difficiles (Watakeekul et Coles, 1985). Le barrage est construit sur des couches intercalées de schiste, de grès, de siltstone calcaire ou non, présentant des couches locales de calcaire karstique. La présence de failles dans le terrain est très marquée. Des cavités partiellement remplies pouvant atteindre plusieurs mètres ont été trouvées à de nombreux endroits. Des caractéristiques géologiques liées à la dissolution ont été trouvées à une profondeur de 200 m sous la base du barrage.

Un traitement considérable des fondations a été réalisé le long de l'alignement de la plinthe (voir le Chapitre 3, Traitement des fondations, et l'ouvrage de Watakeekul et Coles, 1985). Pour les fondations des recharges, l'excavation du mort-terrain dans le premier quart amont de la largeur de la base a été réalisée environ jusqu'au rocher (Cooke, 2001). Dans le reste des fondations des recharges, le grès altéré décalcifié et les blocs de calcaire flottant dans une matrice d'argile ont été laissés sur place.

La description suivante du comportement de ce barrage provient des travaux de Cooke (2001). Cet aménagement est en fonction de façon satisfaisante depuis 1984, année de la mise en eau du réservoir. Les fondations se sont tassées au niveau de l'axe du barrage de 0,5 à 1,4 m durant la construction. Le tassement post-construction de la crête après 13 ans est de 15 cm, soit 0,16 % de la hauteur de l'ouvrage. Durant la période allant de 1984 à 1994, sept incidents ayant trait à des fuites ont fait l'objet d'un traitement. Dans tous les cas, le débit de percolation est passé d'environ 30 l/s à environ 100 l/s, jusqu'à un maximum de 200 l/s. Les fissures de la dalle ont été traitées à l'aide de sable ; on a utilisé un câble dans plusieurs des fissures plus larges, mesurant jusqu'à 5 mm.

In June, 1964, Minase Dam was shaken by the Niigata Earthquake (M 7.5, 147 km epicentral distance from the dam,  $75 \text{ cm/s}^2$  (0.076g) estimated peak ground acceleration at the dam). As a result of this earthquake, the crest settled about 15 cm and displaced horizontally about 10 cm. The earthquake temporarily increased leakage from about 100 l/s to somewhat over 200 l/s. Within a few days, leakage returned to pre-earthquake levels.

Long term settlement over the period, 1963 to 1975, added another 15 cm for a total of 40 cm over 12 years. Total horizontal crest displacement was about 30 cm over the period, 1963 to 1975. Leakage gradually increased over the years as a result of the long-term settlement. By mid-1978, 15 years after the first reservoir filling in 1963, the leakage had increased to 400 l/s at full pool.

Repair of the concrete face, consisting of the placement of “gravel asphaltic mastics” over the entire face, was undertaken during the period 1980 to 1983. Leakage reduced to essentially zero. In 1983, the M 7.7 Mid-Japan Sea Earthquake occurred at an epicentral distance from the dam of 223 km. The measured peak ground acceleration at the dam was  $34 \text{ cm/s}^2$  (0.035g), the measured crest acceleration was  $76 \text{ cm/s}^2$  (0.078g). The predominant frequency at the foundation was about one second and the duration of the motion was 80 seconds. Post-earthquake leakage was nil.

#### *Khao Laem (Vajiralongkorn, renamed in 2001)*

This multipurpose project in central west Thailand faced extremely difficult foundation conditions (Watakeekul and Coles, 1985). The dam is founded on interbedded shale, sandstone, siltstone both calcareous and non-calcareous, locally interbedded with limestone, and karstic limestone. The strata have undergone severe faulting. Partially infilled cavities up to several meters across were encountered at numerous locations. Solution features were found to depths of 200 m below the base of the dam.

Extensive foundation treatment was performed along the alignment of the plinth (see Chapter 3, Foundation Treatment and Watakeekul and Coles, 1985). For the shell foundation, overburden excavation in the upstream one quarter of the base width was approximately to rock (Cooke, 2001). Under the remainder of the shell foundation, the weathered decalcified sandstone and the limestone blocks floating in a clay matrix were left in place.

The following description of performance is taken from Cooke, 2001. The project has been operating successfully since 1984, when the reservoir was filled. The foundation settled at the axis of the dam 0.5 to 1.4 m during construction. Post-construction crest settlement after 13 years is 15 cm, 0.16% of the height of the dam. During the period, 1984 to 1994, seven leakage incidents were treated. In each case, leakage increased from about 30 l/s to about 100 l/s or to a maximum of 200 l/s. Cracks in the face were treated with sand; rope was used in several of the wider cracks, measuring up to 5 mm.

Pendant la saison des pluies de 1994, le niveau du réservoir est monté et le débit de percolation est passé d'environ 140 l/s à 980 l/s. Une zone fissurée et présentant un affaissement de 20 cm a été identifiée par des plongeurs et par un véhicule sous-marin téléguidé (VTG). Le déversement de gravier et de sable sur la région fissurée a permis de ramener le débit de percolation à 340 l/s. On n'a pas utilisé du sable avec des fines. Des trous ont été percés dans cette région et du coulis a été injecté, ce qui a permis de réduire les fuites à un débit de 25 l/s. La région fissurée se trouve à proximité de la pente entre deux étapes de mise en place de l'enrochement, et du point de contact entre deux étapes du coulage de la dalle en béton. En outre, à cet endroit, le rocher des fondations présente une forte inclinaison vers l'aval. On croit qu'à l'origine, la fissure a été provoquée par le soutien inégal de la dalle du masque et que l'effondrement est dû à une érosion progressive du matériau de la zone 2B.

En novembre 2000, soit 16 ans après la mise en eau du réservoir, le débit de percolation est passé brusquement de 100 l/s à 900 l/s. En deux semaines, le débit est passé à 2 200 l/s. Les fuites se produisaient à un endroit situé à mi-hauteur du barrage, là où celui-ci mesure 90 m de hauteur. Dans ce secteur, la construction de la plinthe avait nécessité l'ajout d'une paroi étanche d'une profondeur de 50 m constituée de pieux en béton se chevauchant pour pénétrer dans les grandes cavités des fondations de calcaire. En aval, sous le remblai en enrochement, une épaisseur d'environ 40 m de blocs de calcaire flottant dans une matrice d'argile (« poudingues ») avait été laissée sur place.

La dalle du masque endommagée mesurait 7 m de largeur ; elle s'était affaissée de 30 cm. Cet affaissement se trouvait sur un joint vertical (au barrage de Khao Laem, les armatures d'acier horizontales sont continues dans les joints). Le cisaillement et le déplacement latéral de la dalle du masque s'étaient produits au bord de la zone endommagée, présentant une forme à peu près circulaire. Le matériau de la zone d'appui du masque (2B), est composée d'un calcaire concassé de 8 pouces (200 mm), avec une teneur de 60 % de particules inférieures à un pouce (25 mm), 20 % de particules inférieures au tamis no 4, et de 2 à 5 % de particules passant le tamis no 200. Ce matériau est grossier et susceptible à la ségrégation. Le constructeur avait été autorisé à placer une couche de 0,4 m de matériau fin en amont à cause de la difficulté à manipuler le matériau grossier de la zone 2B.

La réparation a été réalisée en remplissant le grand espace au niveau du périmètre de la zone endommagée, d'abord avec du gravier, puis avec du mortier hydraulique et du sable. Le débit de percolation a été ramené à 50 l/s. Après ce traitement, on a injecté de coulis le matériau d'appui de la dalle à intervalles de 2,5 m centre à centre sur une zone de 12,5 m<sup>2</sup>.

Deux explications possibles à cette défaillance ont été avancées.

- Une fuite dans la lame d'étanchéité pourrait avoir provoqué avec le temps la perte de fines et du matériau d'appui du masque, jusqu'à entraîner l'affaissement.
- Une doline dans les fondations formées de blocs de calcaire dans une matrice d'argile en aval pourrait avoir eu un effet sur la dalle du masque, en rendant l'enrochement lâche et en provoquant son affaissement.

### *Barrage de Strawberry*

Dans ses travaux de 2003, Larson décrit les traitements correctifs apportés au barrage de Strawberry, un barrage CFRD de 44 m construit en 1916 dans la région

During the wet season of 1994, the reservoir filled and leakage rose from about 140 l/s to 980 l/s. A 20-cm depressed cracked area was located by diver and by a remotely operated underwater vehicle (ROV). Dumping gravel and sand over the cracked area reduced leakage to 340 l/s. Sand with fines was not used. The cracked area was drilled and grouted, resulting in leakage reduction to 25 l/s. The cracked area is located near the slope between two rockfill placement stages and where two stages of the concrete face connected. In addition, at this location, the foundation rock slopes steeply downward. It is believed that the initial cause of the cracks is the differing support to the face slab and the collapse as a result of progressive erosion within the Zone 2B.

In November 2000, 16 years after first filling of the reservoir, leakage suddenly increased from a stable 100 l/s to 900 l/s. Within two weeks, leakage had increased to 2 200 l/s. The leakage source was at mid-height of the dam where the dam is 90 m tall. At that location, the plinth required a 50-m-deep cutoff wall of overlapping concrete piles to penetrate large cavities in the limestone foundation. Downstream, under the rockfill embankment, a thickness of about 40 m of limestone blocks floating in a clay matrix (“plum pudding”) was left in place.

The damaged face slab measured 7 m across and had collapsed to a depth of 30 cm. The collapse was centered on a vertical joint (at Khao Laem, the horizontal reinforcing steel is continuous through the joints). Shearing and offset of the face slab had occurred at the edges of the roughly circular damaged area. The face support zone, 2B, is 8-inch (200 mm) crusher run limestone with 60% minus one inch (25 mm), 20% minus the #4 sieve, and 2-5% passing the #200 sieve. The material was coarse and susceptible to segregation. The contractor was allowed to place an upstream face layer of 0.4 m of fine material because of the difficulty in handling the coarse Zone 2B.

Repair was achieved by filling the large gap at the perimeter of the damaged area, first with gravel, followed by hydraulic mortar and sand. Leakage was reduced to 50 l/s. Subsequent to this treatment, the slab support material was grouted on 2.5 m centers within an area, 12.5 m square.

Two potential causes of the failure have been suggested:

- A leak in the waterstop that over time resulted in removal of fines and face support until collapse occurred.
- A sinkhole located in the downstream limestone blocks/clay matrix foundation that reflected to the face slab by rockfill loosening and collapse.

### *Strawberry Dam*

Larson, 2003, describes remedial treatment at Strawberry Dam, a 44-meter-high CFRD constructed in 1916 in the high Sierra Mountains of California. Leakage

haute des Sierra Mountains en Californie. Les fuites traversent principalement les neufs joints de tension de la dalle du masque. Le débit de percolation est mesuré dans un déversoir de jaugeage situé au pied du barrage. De 1969 à 1986, le débit était en moyenne d'environ 170 l/s. En 1987, le débit de percolation est passé à 370 l/s, et il a continué d'augmenter progressivement pour atteindre un maximum d'environ 600 l/s en 1998. Des mesures correctives temporaires, comprenant l'application de calfeutrement de polyuréthane dans les joints de tension, ont abaissé le débit de fuite à environ 550 l/s.

D'importants travaux de réparation ont été entrepris en 2001 et comprenait les mesures suivantes :

- le retrait du béton endommagé par les effets des cycles gel-dégel au niveau de tous les joints de tension ; compte tenu de contraintes de temps et de la nécessité de retirer plus de béton que ce qui avait été prévu au départ, la réparation des joints a été reportée à plus tard, et certaines parties de joints n'ont pas été réparées ;
- la mise en place de béton dans chaque joint réparé, en utilisant des coffrages pour retenir le béton ;
- la mise en place d'une géomembrane sur tous les joints réparés.

Même si la réparation n'a pas été réalisée sur toute la longueur de tous les joints, le débit de percolation a été réduit de 85 %, ce qui est supérieur aux critères d'acceptation.

#### *Barrage de Zhushuqiao (Li et al., 2004)*

Le barrage CFRD de Zhushuqiao, d'une hauteur de 84 m, est situé dans la province de Hunan, en Chine. Sa pente amont est de 1,4 H : 1 V, et sa pente aval est de 1,7 H : 1 V. Du calcaire a été utilisé pour la construction de la zone I d'appui (zone 2B), de la zone II de transition (zone 3A), et de la zone III représentant le remblai principal (zone 3B). À l'exception d'un drain enfoui dans la zone III, de l'enrochement en schiste ardoisier altéré a été utilisé pour les zones IV et V (zones 3C et 3D) en aval de l'axe du barrage. La construction des zones d'enrochement a été entreprise en 1988 ; la deuxième étape du masque en béton a été achevée à la mi-1992. Au niveau maximal d'opération du réservoir (165 m), la revanche est de 6 m. Le parapet mesure 4 m de hauteur.

La conception prévoyait la mise en place du masque en béton sur une partie des appuis de gauche et de droite. Au point de contact entre le barrage et les appuis latéraux, il y a un changement marqué dans les caractéristiques de déformabilité des fondations du masque en béton (entre l'enrochement et le rocher naturel des appuis). Le système d'instrumentation comprend des tassomètres dans le corps du barrage, des jauges d'ouverture de joint pour mesurer les mouvements survenant à certains endroits-clés, en plus des observations des mouvements du masque en béton. Les jauges d'ouverture de joint ont été placées au niveau des joints verticaux du masque en béton et au point de jonction entre le barrage et les appuis latéraux.

Le réservoir a été rempli jusqu'à un niveau approximatif de 161 m, soit 4 m en-dessous du niveau maximal d'opération, peu de temps après la fin de la construction de la deuxième étape du masque en béton, à la mi-1992. Le réservoir a été rempli

through the dam is primarily through the nine expansion joints in the face slab. Leakage is measured at a weir located at the toe of the dam. From 1969 through 1986, leakage averaged about 170 l/s. In 1987, leakage increased to 370 l/s and continued to increase progressively until it reached a maximum of about 600 l/s in 1998. Temporary remedial repairs that included polyurethane caulking in the expansion joints reduced the leakage to about 550 l/s.

Extensive repairs, undertaken starting in 2001, consisted of the following:

- Removal of freeze-thaw damaged concrete at each expansion joint. Because of time constraints and more extensive concrete removal than originally anticipated, the joint repairs were rescheduled, with portions of some joints not repaired.
- Placement of concrete in each repaired joint, using forms to retain the concrete, and
- Placement of a geomembrane over each repaired joint.

Although the repair did not include the full length of all joints, the leakage was reduced by 85%, which exceeded the acceptance criteria.

#### *Zhushuqiao Dam (Li et al., 2004)*

Zhushuqiao Dam, an 84-m-high CFRD, is located in Hunan Province, China. The upstream slope is 1.4H:1V and the downstream slope is 1.7H:1V. Limestone was used for the cushion zone I (Zone 2B), the transition zone II (Zone 3A), and the main rockfill zone III (Zone 3B). Except for a zone III underdrain, weathered slate, rockfill zones IV and V (Zones 3C and 3D) was used downstream of the dam centerline. Construction of the rockfill zones began in 1988; construction of the second stage of the concrete face was completed mid-year 1992. At normal maximum water level 165, the freeboard equals 6 meters. The parapet wall height is 4 m.

The design included the placement of the concrete face on a portion of the left and right abutments. At the intersection of the dam and abutments, a dramatic change occurred in the deformation characteristics of the foundation (rockfill as compared to the natural abutment rock) of the concrete face. Instrumentation included settlement cells within the body of the dam, joint meters to measure movement at key locations, and movement observations of the concrete face. Joint meters were located on the vertical joints in the concrete face at the junction of the dam and abutments.

The reservoir was filled to about elevation 161, four meters below the normal maximum water level, shortly after the completion of the second stage concrete face in mid-1992. The reservoir was filled to full reservoir level, elevation 165, in June 1993.

jusqu'à sa pleine capacité, soit au niveau 165 m, en juin 1993. Le débit de percolation était d'environ 40 l/s en 1993. À pleine capacité en 1994, le débit est passé à 970 l/s. Les fuites ont continué à augmenter jusqu'en 1999, lorsque le réservoir à pleine capacité a atteint un débit de 2 500 l/s.

Le tassement maximal du corps du barrage a atteint 1 100 mm en 1999. La valeur maximale des mouvements des joints mesurés au niveau des joints périmétraux et des joints situés au point de contact entre le barrage et les appuis latéraux était de 12 mm pour le tassement, de 11 mm pour l'ouverture et de 27 mm pour le cisaillement.

L'auscultation des tassements dans le barrage et des mouvements au niveau des joints périmétraux révèle une importante flexion des dalles de béton. On a découvert que la zone d'appui était en train de s'écarter des dalles de béton, et que les joints périmétraux s'abîmaient au niveau des appuis latéraux présentant une forte pente. Compte tenu de l'augmentation du débit de percolation, le réservoir a été vidangé en 1999. L'analyse du mécanisme de fuite révèle que les phénomènes suivants se sont succédés :

- La barrière d'étanchéité des joints verticaux et des joints périmétraux a connu une défaillance.
- Les fuites qui se sont infiltrées dans les joints ont provoqué l'érosion de la zone d'appui dans l'enrochement sous-jacent.
- La séparation du masque en béton d'avec la zone d'appui a provoqué des fissures dans la dalle.
- L'augmentation des fuites à travers la dalle a provoqué l'apparition de nouvelles fissures, la perte d'appui et encore plus de fuites.

Les principales causes de ces fuites au débit croissant comprennent :

- l'ouverture, le tassement et le cisaillement des joints périmétraux verticaux entre les panneaux de la dalle sur l'enrochement et ceux sur les appuis latéraux, provoqués par les caractéristiques de déformabilité totalement différentes entre le remblai du barrage et les appuis ; et
- l'incompatibilité de granulométrie entre les matériaux utilisés pour la zone d'appui et pour la zone de transition, entraînant la migration des particules de la zone d'appui dans la transition et dans les zones d'enrochement, et provoquant une perte d'appui de la dalle de béton.

La première phase du traitement, réalisée avant la saison des pluies de l'an 2000, comprenait :

- l'injection de mortier dans les vides entre la dalle de béton et le matériau de la zone d'appui ;
- la mise en place d'une nouvelle dalle de béton, d'une épaisseur de 200 mm (400 mm aux endroits où les dommages étaient importants) ; et
- la réparation des fissures et des joints.

La deuxième phase du traitement, réalisée en 2001, comprenait :

- la poursuite des travaux d'injection dans les vides de la zone d'appui, à l'aide d'un coulis composé de ciment, de cendres volantes et de bentonite ; et
- la mise en place de matériaux imperméables tels que géomembrane, argile et tout-venant sur le masque du barrage.

Leakage was on the order of 40 l/s in 1993. At full pool in 1994, leakage had increased to 970 l/s. Leakage continued to increase until 1999 when leakage at full reservoir reached 2500 l/s.

Maximum settlement within the body of the dam reached 1100 mm in 1999. Maximum measured joint movement at perimeter joints and at joints at the junction between the dam and abutments was 12 mm settlement, 11 mm opening, and 27 mm shear.

Monitoring the settlements within the dam and movements at the perimeter joints indicated that the deflection of the concrete slab was large, that the cushion zone was separating from the concrete slab, and that damage at the perimeter joints at the steep abutments was occurring. As a result of increased leakage, the reservoir was emptied in 1999. The analysis of the leakage mechanism indicated the following development:

- The water seal of the vertical joints and the perimeter joints failed,
- Leakage through the joints caused erosion of the cushion zone into the underlying rockfill,
- Concrete face separation from the cushion zone caused cracking in the slab,
- Increased leakage through the slab caused further cracking, loss of support and further increased leakage.

Major causes of the progressively-increasing leakage included:

- Opening, settling, and shearing of the vertical perimeter joints between the slabs on rockfill and the slabs on the abutments caused by the completely dissimilar deformation characteristics of the dam and the abutments, and
- Gradations of the materials used for the cushion zone and the transition zone were incompatible. This allowed piping of the cushion zone into the transition and rockfill zones and resulted in loss of support of the concrete slab.

First stage treatment, carried out prior to the flood season 2000, consisted of:

- Grouting the voids between the concrete slab and the cushion zone with mortar,
- Placement of a new concrete face slab, 200 mm thick (400 mm in badly damaged locations), and
- Crack and joint repairs.

Second stage treatment, carried out in 2001, consisted of:

- Continuation of grouting the voids within the cushion zone with a mix consisting of cement, coal fly ash, and bentonite, and
- Placing an impervious geomembrane, clay, and random material over the face of the dam.

Tableau 18

Modules de déformation : vertical ( $E_v$ ) et perpendiculaire à la dalle du masque ( $E_t$ )

Barrage	Pays	Année d'achèvement	Hauteur, m	Type de roche	$E_v$ , MPa(2)	$E_t$ , MPa(3)	$E_t/E_v$	Source (1)
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier Gravier/ enrochement Enrochement	260 130 47	680 – –	2,6 – –	2
Tianshengqiao	Chine	1999	178	Calcaire et schiste argileux	45	120(5)	2,7	7 et 8
Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	47	110	2,3	3
Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	390	630	1,6	1
Alto Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéenne- diorite	145	440	3,0	1
Segredo	Brésil	1993	140	Basalte	60	170	2,8	3
Xingo	Brésil	1994	140	Granite	32	125	3,9	3
Antamina	Pérou	2001	140	Cornéenne	100	105	1,1	11
Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	45	380	8,4	1
Golillas	Colombie	1984	125	Gravier	210	310	1,5	1
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	76	–	–	1
Ita	Brésil	2000	125	Basalte	60	104	1,7	3
Machadinho	Brésil	En construction (2000)	125	Basalte	30	–	–	3
Reece	Australie	1986	122	Dolérite	160	200	1,3	1
Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	135	300	2,2	1
Itapebi	Brésil	En construction (2000)	106	Granite- gneiss	40	–	–	3
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnockite	50	–	–	1
Xibeikou	Chine	1991	95	Dolomite	100(4)	130	1,3	5
Murchison	Australie	1982	89	Rhyolite	225	590	2,6	1
Crotty	Australie	1991	83	Gravier	500	400	0,8	10
Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	40	100	2,5	1
Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	160	280	1,7	1
Chengbing	Chine	1989	75	Tuf volcanique	78	110	1,5	6
Minase	Japon	1963	67	Liparite	?	31 (6)	–	9
El Pescador	Colombie	2002	43	Diabase	60	–	–	11
Pichi-Picun-Leufu	Argentine	1999	40	Gravier	360	360	1,0	4

Tableau 18  
Moduli of Deformation, Vertical,  $E_v$ , and Perpendicular to Concrete Face,  $E_t$

Dam	Country	Year completed	Height, m	Rock type	$E_v$ , MPa(2)	$E_t$ , MPa(3)	$E_t/E_v$	Data Source (1)
Aguamilpa	Mexico	1993	187	Gravel Gravel/ rockfill Rockfill	260 130 47 130	680 - - -	2,6 - -	2
Tianshengqiao	China	1999	178	Limestone and mudstone	45	120(5)	2.7	7 and 8
Foz do Areia	Brazil	1980	160	Basalt	47	110	2.3	3
Salvajina	Colombia	1984	148	Gravel	390	630	1.6	1
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140	Hornfels- Diorite	145	440	3.0	1
Segredo	Brazil	1993	140	Basalt	60	170	2.8	3
Xingo	Brazil	1994	140	Granite	32	125	3.9	3
Antamina	Peru	2001	140	Hornfels	100	105	1.1	11
Khao Laem	Thailand	1984	130	Limestone	45	380	8.4	1
Golillas	Colombia	1984	125	Gravel	210	310	1.5	1
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	76	-	-	1
Ita	Brazil	2000	125	Basalt	60	104	1.7	3
Machadinho	Brazil	Under construction (2000)	125	Basalt	30	-	-	3
Reece	Australia	1986	122	Dolerite	160	200	1.3	1
Cethana	Australia	1971	110	Quartzite	135	300	2.2	1
Itapebi	Brazil	Under construction (2000)	106	Granite-gneiss	40	-	-	3
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnokite	50	-	-	1
Xibeikou	China	1991	95	Dolomite	100 (4)	130	1.3	5
Murchison	Australia	1982	89	Rhyolite	225	590	2.6	1
Crotty	Australia	1991	83	Gravel	500	400	0.8	10
Mackintosh	Australia	1981	75	Graywacke	40	100	2.5	1
Bastyan	Australia	1983	75	Graywacke	160	280	1.7	1
Chengbing	China	1989	75	Lava tuff	78	110	1.5	6
Minase	Japan	1963	67	Liparite	?	31 (6)	-	9
El Pescador	Colombia	2002	43	Diabase	60	-	-	11
Pichi-Picun- Leufu	Argentina	1999	40	Gravel	360	360	1.0	4

Notes, Tableau 18 :

- (1) 1 Pinto et Marquez (1998)
- 2 Macedo-Gomez *et al.* (2000)
- 3 Sobrinho *et al.* (2000)
- 4 Marques, Machado *et al.* (1999)
- 5 Peng (2000)
- 6 Wu, Hongyi (2000)
- 7 Wu, G.Y. *et al.* (2000)
- 8 Shi, J. *et al.* (2000)
- 9 Matsumoto, N. *et al.* (1985)
- 10 Fitzpatrick *et al.* (1985) et fiches de surveillance de barrages d'Hydro Tasmania
- 11 Marulanda, Alberto (2002) correspondance privée

(2) Le module de déformation verticale ( $E_v$ ) est calculé à partir du tassement de l'enrochement mesuré durant la construction à partir de l'équation  $E_v = \text{contrainte/déformation} = \text{charge de l'enrochement superposé, en MPa, au-dessus du tassomètre, divisée par le rapport entre le tassement mesuré en mètres et l'épaisseur d'enrochement sous la jauge de tassement en mètres.}$

(3) Le module de déformation de l'enrochement sur lequel s'appuie le masque en béton ( $E_t$ ) en MPa, est calculé à partir de la formule suivante :  $E_t = 0,003 H^2/D$  (voir Pinto et Marquez, 1998). Dans cette formule, H correspond à la hauteur du barrage en mètres et D au déplacement mesuré du masque en mètres, à peu près à la mi-hauteur de la dalle, une fois soumise à la charge du réservoir à pleine capacité.

(4) Après huit années d'observation du barrage de Xibeikou, le tassement interne mesuré par la jauge 11 localisée à peu près à mi-hauteur du barrage relevait 650 mm, correspondant à un module de déformation verticale ( $E_v$ ) d'environ 50 MPa. La déformation verticale de la dalle du masque localisée également à peu près à la mi-hauteur du barrage, a augmenté d'environ 100 mm à près de 250 mm huit ans après la mise en eau.

(5) Le module de déformation transversal du barrage de Tianshengqiao a été calculé à partir de l'équation indiquée à la note (3) ci-dessus et en utilisant une valeur de 80 cm de flexion du masque en béton, mesuré à peu près à la mi-hauteur du barrage et à la hauteur de 178 m du barrage. Les tassements et la flexion du masque ont été influencés par le fait que la construction et la mise en eau du barrage ont été réalisées par étapes. L'ouvrage de Wu, G. Y. *et al.* (2000) présente une explication de la succession des étapes de construction du barrage.

(6) Pour le barrage de Minase, le module de déformation transversal a été calculé à partir de l'équation indiquée à la note (3) ci-dessus et en utilisant une valeur de 43 cm de flexion du masque en béton (tassement de 33 cm et déplacement horizontal de 28 cm), mesuré lors de la mise en eau du barrage, à une hauteur de 67 m. Prendre note que l'enrochement a été compacté par arrosage (voir l'étude de cas sur le barrage de Minase).

## Conclusion

On ne peut nier que les fuites ont représenté un problème pour certains barrages CFRD, mais de nombreux exemples d'ouvrages ayant présenté un débit de percolation plutôt restreint sont documentés dans les ouvrages de référence et dans les dossiers d'exploitants et d'opérateurs. À titre d'exemple, le barrage CFRD représentant la première étape du projet d'Antamina au Pérou, d'une hauteur de 140 m et dont la construction a été achevée récemment, présentait un débit de percolation inférieur à un litre par seconde. Bien qu'ils ne constituent pas une menace pour la sécurité du barrage, les débits de percolation élevés représentent une source d'embarras pour l'ingénieur, le constructeur et l'exploitant du barrage et, dans la mesure du possible, ils doivent être évités.

Notes, Table 18:

- (1) 1 Pinto and Marquez (1998)
- 2 Macedo-Gomez *et al.* (2000)
- 3 Sobrinho *et al.* (2000)
- 4 Marques, Machado *et al.* (1999)
- 5 Peng (2000)
- 6 Wu, Hongyi (2000)
- 7 Wu, G.Y. *et al.* (2000)
- 8 Shi, J. *et al.* (2000)
- 9 Matsumoto, N. *et al.* (1985)
- 10 Fitzpatrick *et al.* (1985) and Hydro Tasmania dam monitoring record
  
- 11 Marulanda, Alberto (2002) personal correspondence

(2) The vertical modulus of deformation,  $E_v$ , is calculated based on the measured settlement of the rockfill during construction using the equation:  $E_v = \text{stress/strain} = \text{overlying rockfill load, in MPa, above the settlement gage divided by the ratio of the measured settlement in meters to the thickness of rockfill below the settlement gage in meters.}$

(3) The modulus of deformation of the rockfill supporting the concrete face,  $E_t$ , in MPa is calculated using the following equation:  $E_t = 0.003 H^2/D$  (see Pinto and Marquez, 1998) where  $H$  equals the height of the dam in meters, and  $D$  equals the measured face displacement in meters at about the mid-height of the slab under the load of a full reservoir.

(4) At the end of eight years of observations at Xibeikou Dam, the internal settlement at gage 11 at about mid-height of the dam measured 650 mm, indicating a vertical modulus of deformation,  $E_v$ , of about 50 MPa. Vertical deformation of the face slab at about mid-height of the dam after eight years of impoundment increased from about 100 mm to about 250 mm.

(5) The transverse modulus of deformation at Tianshengqiao was calculated based on the equation indicated in note (3) above and using a value of 80 cm of concrete face deflection measured at about mid-height of the dam and a dam height of 178 m. Settlements and face deflections were affected by the staging of the dam construction and the reservoir filling. See Wu, G. Y. *et al.*, 2000, for an explanation of the sequencing of the dam construction.

(6) For the Minase Dam, the transverse modulus of deformation was calculated based on the equation indicated in note (3) above and using a value of 43 cm (33 cm settlement and 28 cm horizontal displacement) of concrete face deflection as measured during first filling and a dam height of 67 m. Note that the rockfill was compacted by sluicing the rockfill, see the Minase case history description below.

### Conclusion

Clearly, leakage has been a problem at some CFRDs, but many examples are found in the literature and in the record of owners and operators where leakage has been quite modest. As an example, the recently completed first stage Antamina CFRD in Peru, 140 m high, has a leakage rate of less than one liter per second. High leakage rates, even if safety is not jeopardized, are embarrassing to the engineer, the constructor and the owner and are to be avoided wherever possible.

Tableau 19  
Mouvements du joint périmétral

Barrage	Pays	Année d'achèvement	Hauteur, m	Type de roche	Mouvement du joint périmétral, mm			Source**)
					O*	S*	T*	
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier	19	16	5	2
Tianshengqiao	Chine	1999	178	Calcaire et schiste argileux	16	23	7	6
Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	23	55	25	1
Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	9	19	15	1
Alto Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéenne-diorite	125	106	15	1
Xingo	Brésil	1994	140	Granite	30	34	-	2
Golillas	Colombie	1984	130	Gravier	-	160	-	10
Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	5	8	-	1
Cirata	Indonésie	1988	126	Andésite bréchique	10	5	8	7
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	30	> 50	21	1
Reece	Australie	1986	122	Dolérite	7	70	-	1
Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	11	-	7	1
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnockite	2	20	5	1
Xibeikou	Chine	1991	95	Dolomite	14	25	5	4
Murchison	Australie	1982	89	Rhyolite	12	10	7	1
Sugarloaf	Australie	1982	85	Grès	9	19	24	1
Crotty	Australie	1991	83	Gravier	2	27	-	9
Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	5	20	3	1
Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	5	21	-	1
Chengbing	Chine	1989	75	Tuf volcanique	13	28	20	5
Pichi-Picun-Leufu	Argentine	1999	40	Gravier	2	12	1	3
Serpentine	Australie	1972	39	Quartzite	1,8	5,3	-	1,8
Paloona	Australie	1971	38	Chert 0,5 argileux	5,5	-	1,8	
Tullabardine	Australie	1982	26	Grauwacke	-	0,7	0,3	1,8

\* O = ouverture, normale au joint,  
S = tassement, normal au masque de béton,  
T = cisaillement, parallèle au joint

\*\* 1 CIGB, Bulletin 70 (1989)  
2 Pinto et Marquez (1998)  
3 Marques, Machado *et al.* (1999)  
4 Peng (2000)  
5 Wu, Hongyi (2000)  
6 Wu, G.Y. *et al.* (2000)  
7 Kashiwayanagi *et al.* (2000)  
8 Fitzpatrick *et al.* (1985)  
9 Knoop, B.P. (2002) (communication personnelle)  
10 Amaya et Marulanda (1985)

Table 19  
Perimeter Joint Movement

Dam	Country	Year completed	Height, m	Rock type	Perimeter Joint movement, mm			Data Source**)
					O*	S*	T*	
Aguamilpa	Mexico	1993	187	Gravel	19	16	5	2
Tianshengqiao	China	1999	178	Limestone and mudstone	16	23	7	6
Foz do Areia	Brazil	1980	160	Basalt	23	55	25	1
Salvajina	Colombia	1984	148	Gravel	9	19	15	1
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140	Hornfels-Diorite	125	106	15	1
Xingo	Brazil	1994	140	Granite	30	34	-	2
Golillas	Colombia	1984	130	Gravel	-	160	-	10
Khao Laem	Thailand	1984	130	Limestone	5	8	-	1
Cirata	Indonesia	1988	126	Breccia-Andesite	10	5	8	7
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	30	> 50	21	1
Reece	Australia	1986	122	Dolerite	7	70	-	1
Cethana	Australia	1971	110	Quartzite	11	-	7	1
Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnokite	2	20	5	1
Xibeikou	China	1991	95	Dolomite	14	25	5	4
Murchison	Australia	1982	89	Rhyolite	12	10	7	1
Sugarloaf	Australia	1982	85	Sandstone	9	19	24	1
Crotty	Australia	1991	83	Gravel	2	27	-	9
Mackintosh	Australia	1981	75	Graywacke	5	20	3	1
Bastyan	Australia	1983	75	Graywacke	5	21	-	1
Chengbing	China	1989	75	Lava tuff	13	28	20	5
Pichi-Picun-Leufu	Argentina	1999	40	Gravel	2	12	1	3
Serpentine	Australia	1972	39	Quartzite	1.8	5.3	-	1,8
Paloona	Australia	1971	38	Argillaceous Chert	0.5	5.5	-	1,8
Tullabardine	Australia	1982	26	Greywacke	-	0.7	0.3	1,8

- \* O = Opening, normal to joint,  
S = Settlement, normal to concrete face,  
T = Shear, parallel to joint
- \*\* 1 ICOLD, Bulletin 70, 1989  
2 Pinto and Marquez, 1998  
3 Marques, Machado *et al.*, 1999  
4 Peng, 2000  
5 Wu, Hongyi, 2000  
6 Wu, G.Y. *et al.*, 2000  
7 Kashiwayanagi *et al.*, 2000  
8 Fitzpatrick *et al.*, 1985  
9 Knoop, B.P. 2002 (personal communication)  
10 Amaya and Marulanda, 1985

Tableau 20  
Tassement post-construction de la crête

Barrage	Type de roche	Hauteur, m	Période	Années	Tassement, mm	% de la hauteur	Source*
Aguamilpa	Gravier	187	1993 à 2000	7	340	0,18	3
Tianshengqiao	Calcaire et schiste argileux	178	1999 à 2000	1,5	1 060	0,60	6
Areia	Basalte	160	1980 à 2000	20	210	0,13	4
Xingo	Granite	150	1993 à 1997	4	490	0,33	1
Segredo	Basalte	145	1992 à 2000	8	160	0,11	4
Alto Anchicaya	Cornéenne-diorite	140	1974 à 1994	20	170	0,12	1
Ita	Basalte	125	1999 à 2000	2	450	0,36	4
Golillas	Gravier	125	1978 à 1984	6	57	0,04	8
Khao Laem	Calcaire	115	1984 à 1998	14	150	0,16	1
Turimiquire	Calcaire	115	1978 à 1995	17	270	0,23	1, 2
Kenney	Basalte, couches de 40 po, barrage à noyau incliné	100	1952 à 1998	46	950	0,95	1
R. D. Bailey	Grès et schiste	96	1980 à 1998	18	420	0,44	1
Sugarloaf	Siltstone altéré	85	1984 à 1997	13	40	0,04	1
Crotty	Gravier	83	1991 à 2000	9	56	0,07	9
Chengbing	Tuf volcanique	75	1989 à 1999	10	100	0,13	5
Minase	Liparite	67	1963 à 1975	12	400	0,60	7
Cabin Creek	Gneiss	64	1966 à 1995	29	110	0,22	
Kangaroo Creek	Schiste friable	60	1969 à 1998	29	180	0,30	1
Taum Sauk	Calcaire, déversé	36	1963 à 1998	35	450	1,50	1

1 Cooke, *Memo 161* (1998)

2 Cooke, *Memo 130* (2000)

3 Macedo-Gomez *et al.* (2000)

4 Sobrinho *et al.* (2000)

5 Wu, Hongyi (2000)

6 Wu, G.Y. *et al.* (2000) et 4th Summary on Instrumentation Data

7 Matsumoto, N. *et al.* (1985)

8 Amaya et Marulanda (1985)

9 Fitzpatrick *et al.* (1985) et fiches de surveillance de barrages d'Hydro Tasmania

Table 20  
Post-Construction Crest Settlement

Dam	Rock type	Height, m	Period	Years	Settlement, mm	% of height	Data Source*
Aguamilpa	Gravel	187	1993-2000	7	340	0.18	3
Tianshengqiao	Limestone and mudstone	178	1999-2000	1.5	1 060	0.60	6
Areia	Basalt	160	1980-2000	20	210	0.13	4
Xingo	Granite	150	1993-1997	4	490	0.33	1
Segredo	Basalt	145	1992-2000	8	160	0.11	4
Alto Anchicaya	Hornfels-diorite	140	1974-1994	20	170	0.12	1
Ita	Basalt	125	1999-2000	2	450	0.36	4
Golillas	Gravel	125	1978-1984	6	57	0.04	8
Khao Laem	Limestone	115	1984-1998	14	150	0.16	1
Turimiquire	Limestone	115	1978-1995	17	270	0.23	1, 2
Kenney	Basalt, 1 m lifts, sloping core dam	100	1952-1998	46	950	0.95	1
R. D. Bailey	Sandstone and shale	96	1980-1998	18	420	0.44	1
Sugarloaf	Weathered siltstone	85	1984-1997	13	40	0.04	1
Crotty	Gravel	83	1991-2000	9	56	0.07	9
Chengbing	Lava tuff	75	1989-1999	10	100	0.13	5
Minase	Liparite	67	1963-1975	12	400	0.60	7
Cabin Creek	Gneiss	64	1966-1995	29	110	0.22	
Kangaroo Creek	Weak schist	60	1969-1998	29	180	0.30	1
Taum Sauk	Limestone, dumped	36	1963-1998	35	450	1.50	1

1 Cooke, *Memo 161*, 1998

2 Cooke, *Memo 130*, 2000

3 Macedo-Gomez *et al.*, 2000

4 Sobrinho *et al.*, 2000

5 Wu, Hongyi, 2000

6 Wu, G. Y. *et al.*, 2000 and 4th Summary on Instrumentation Data

7 Matsumoto, N. *et al.*, 1985

8 Amaya and Marulanda, 1985

9 Fitzpatrick *et al.*, 1985, and Hydro Tasmania dam monitoring record

Tableau 21  
Fuites par percolation et traitements correctifs

Barrage	Pays	Année d'achèvement	Hauteur, m	Type de roche	Débit de perc. initial, l/s	Traitement correctif	Débit de perc. après réparation, l/s	Source*
Turimiquire	Venezuela	1987	115	Calcaire	6 000	Oui, voir texte	Voir texte	2
Alto Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéenne-diorite	1 800	Oui	180	1
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	1 800	Oui	100	1
Ita	Brésil	2000	125	Basalte	1 700	Oui	380	3
Golillas	Colombie	1984	125	Gravier	1 080	Oui	650	1
Segredo	Brésil	1993	140	Basalte	400	Oui	70	3
Minase	Japon	1963	67	Liparite	400	Oui	Zéro	7
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier	260	Oui	100	1
Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	236	Oui	60	1
Xingo	Brésil	1994	140	Granite	160 200	Oui Oui	100 150	3
Tianshengqiao	Chine	1999	178	Calcaire et schiste argileux	100	Non	-	6
Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	60	Non	-	1
Chengbing	Chine	1989	75	Tuf volcanique	60	Non	-	5
Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	53	Oui, voir texte	-	1,8
Crotty	Australie	1991	83	Gravier	38	Non	-	9
Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	14	Non	-	1
Pichi-Picun-Leufu	Argentine	1999	40	Gravier	13	Non	-	4
Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	7	Non	-	1
Murchison	Australie	1982	89	Rhyolite	7	Non	-	1
Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	2	Non	-	1

- \* 1 Pinto et Marquez (1998)  
 2 Cooke, *Memo 130* (2000)  
 3 Sobrinho *et al.* (2000)  
 4 Marques, Machado *et al.* (1999)  
 5 Wu, Hongyi (2000)  
 6 Wu, G.Y. *et al.* (2000)  
 7 Matsumoto, N. *et al.* (1985)  
 8 Cooke, *Memo 178* (2001)  
 9 Fitzpatrick *et al.* (1985) et fiches de surveillance de barrages d'Hydro Tasmania

Table 21  
Leakage and Remedial Treatment

Dam	Country	Year completed	Height, m	Rock type	Initial Leakage, l/s	Remedial Treatment	Leakage after Repair, l/s	Data Source*
Turimiquire	Venezuela	1987	115	Limestone	6 000	Yes, see text	See text	2
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140	Hornfels-Diorite	1 800	Yes	180	1
Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	1 800	Yes	100	1
Ita	Brazil	2000	125	Basalt	1 700	Yes	380	3
Golillas	Colombia	1984	125	Gravel	1 080	Yes	650	1
Segredo	Brazil	1993	140	Basalt	400	Yes	70	3
Minase	Japan	1963	67	Liparite	400	Yes	Nil	7
Aguamilpa	Mexico	1993	187	Gravel	260	Yes	100	1
Foz do Areia	Brazil	1980	160	Basalt	236	Yes	60	1
Xingo	Brazil	1994	140	Granite	160 200	Yes Yes	100 150	3
Tianshengqiao	China	1999	178	Limestone and mudstone	100	No	–	6
Salvajina	Colombia	1984	148	Gravel	60	No	–	1
Chengbing	China	1989	75	Lava tuff	60	No	–	5
Khao Laem	Thailand	1984	130	Limestone	53	Yes, see text	–	1, 8
Crotty	Australia	1991	83	Gravel	38	No	–	9
Mackintosh	Australia	1981	75	Graywacke	14	No	–	1
Pichi-Picun-Leufu	Argentina	1999	40	Gravel	13	No	–	4
Cethana	Australia	1971	110	Quartzite	7	No	–	1
Murchison	Australia	1982	89	Rhyolite	7	No	–	1
Bastyan	Australia	1983	75	Graywacke	2	No	–	1

- \* 1 Pinto and Marquez, 1998  
 2 Cooke, *Memo 130*, 2000  
 3 Sobrinho *et al.*, 2000  
 4 Marques, Machado *et al.*, 1999  
 5 Wu, Hongyi, 2000  
 6 Wu, G.Y. *et al.*, 2000  
 7 Matsumoto, N., *et al.*, 1985  
 8 Cooke, *Memo 178*, 2001  
 9 Fitzpatrick *et al.*, 1985, and Hydro Tasmania dam monitoring record

Tableau 22  
Barrages CFRD d'Hydro Tasmania, en date d'avril 2003

Barrage	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Type de barrage	Débit normal de percolation (l/s)	Type d'enrochement	Mesures correctives
Anthony	1993	42	CFRD	3	Conglomérat et grès	Non
Bastyan	1983	75	CFRD	3	Rhyolite	Non
Cethana	1971	110	CFRD	5	Quartzite	Non
Crotty	1991	82	CFRD	20	Graviers d'origine glaciaire	Non
Mackenzie	1972	14	BFRD	1	Dolérite	Non
Mackintosh	1980	75	CFRD	4	Grauwacke	Non
Murchison	1982	93	CFRD	6	Rhyolite	Non
Newton	1990	37	CFRD	4	Tuf, porphyre, grès et siltstone	Non
Paloona	1973	43	CFRD	0,5	Chert argileux	Non
Reece	1987	122	CFRD	Non mesuré	Dolérite	Non
Scotts Peak	1973	43	BFRD	3	Argilite	Oui
Serpentine	1971	38	CFRD	Non mesuré	Quartzite	Non
Tullabardine	1981	25	CFRD	2	Grauwacke	Non
White Spur	1989	44	CFRD	4	Tuf	Non
Wilmot	1970	34	CFRD	0,5	Grauwacke	Non

Légende :

CFRD      Barrage en enrochement avec masque amont en béton  
BFRD      Barrage en enrochement avec masque amont en bitume

## 10.5. RÉFÉRENCES

AMAYA, F., MARULANDA, A., "Colombian Experience in the Design and Construction of Concrete Face Rockfill Dams", *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.

AMAYA, F., MARULANDA, A., "Golillas Dam – Design, Construction and Performance", *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.

CASINADER, R. J., ROME, G., "Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams", *Proceedings, 16th ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.

Table 22  
Hydro Tasmania CFRDs, data current as of April 2003

Dam	Year Completed	Height (m)	Type of Dam	Current Base Leakage, l/s	Rockfill Type	Remedial Action
Anthony Dam	1993	42	CFRD	3	Conglomerate and Sandstone	No
Bastyan Dam	1983	75	CFRD	3	Rhyolite	No
Cethana Dam	1971	110	CFRD	5	Quartzite	No
Crotty Dam	1991	82	CFRD	20	Glacial Gravels	No
Mackenzie Dam	1972	14	BFRF	1	Dolerite	No
Mackintosh Dam	1980	75	CFRD	4	Greywacke	No
Murchison Dam	1982	93	CFRD	6	Rhyolite	No
Newton Dam	1990	37	CFRD	4	Tuff, Porphyry, Sandstone and Siltstone	No
Paloona Dam	1973	43	CFRD	0.5	Argillaceous Chert	No
Reece Dam	1987	122	CFRD	Not measured	Dolerite	No
Scotts Peak Dam	1973	43	BFRF	3	Argillite	Yes
Serpentine Dam	1971	38	CFRD	Not measured	Quartzite	No
Tullabardine Dam	1981	25	CFRD	2	Greywacke	No
White Spur Dam	1989	44	CFRD	4	Tuff	No
Wilmot Dam	1970	34	CFRD	0.5	Greywacke	No

Legend:

CFRD Concrete Faced Rockfill Dam

BFRF Bitumen Faced Rockfill Dam

## 10.5. REFERENCES

AMAYA, F., MARULANDA, A., “Colombian Experience in the Design and Construction of Concrete Face Rockfill Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.

AMAYA, F., MARULANDA, A., “Golillas Dam – Design, Construction and Performance”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.

CASINADER, R. J., ROME, G., “Estimation of Leakage Through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams”, *Proceedings, 16<sup>th</sup> ICOLD Congress on Large Dams*, Q. 61, R. 17, San Francisco, 1988.

- CLEMENTS, R. P., “Post-Construction Deformation of Rockfill Dams”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 7, pp 821-840, July 1984.
- COOKE, J. B., “Memo No. 178, Khao Laem Dam Performance, 1984-2000”, June 2001.
- COOKE, J. B., “Memo No. 130, Turimiquire Dam 1980-1995 Performance”, October 1995, Revised, May, 2000.
- COOKE, J. B., “Memo No. 161, CFRD Time/Settlement Curves”, August 1998.
- EIGENHEER, L. P., DE QUEIROS, T., BARBOSA DE SOUZA, R. J., “Xingo Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B., LACK, L. J., KNOOP, B. P., “Instrumentation and Performance of Cethana Dam”, *Proceedings, 11<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q42, R9*, Madrid, 1973.
- FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B., BARNETT, R. H. W., “Ten Years Surveillance of Cethana Dam”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q52, R51*, Rio de Janeiro, 1982.
- FITZPATRICK, M. D., COLE, B. A., KINSTLER, F. L., and KNOOP, B. P., “Design of Concrete-faced Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GIESECKE J., ROMMEL M., SOYEAUX R., 1991, “Seepage flow under dams with jointed rock foundation”, *Proceedings, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Vienna, 1991.
- GONZALEZ-VALENCIA, F., MENA-SANDOVAL, E., “Aguamilpa Dam Behavior”, *Proceedings, 17<sup>th</sup> Annual USCOLD Lecture Series, Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams*, San Diego, CA, April, 1997.
- GOOD, R. J., “Kangaroo Creek Dam, Use of a Weak Schist as Rockfill for a Concrete Faced Rockfill Dam”, *Proceedings, 12<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q44, R33*, Mexico City, 1976.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., “Salvajina: A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation”, *Water Power & Dam Construction*, p 18, June, 1986.
- HUNTER, G., FELL, R., “The Deformation Behaviour of Rockfill”, *UNICIV Report No. 405*, The University of New South Wales, Sydney, Australia, January, 2002.
- HUNTER, G., GLASTONBURY, J., ANG, D., FELL, R., “The Performance of Concrete Face Rockfill Dams”, *UNICIV Report No. 413*, The University of New South Wales, Sydney, Australia, January, 2003.
- JINSHENG, J., Private correspondence, 2003.
- KASHIWAYANAGI, M., KOIZUMI, S., ISHIMURA, Y., and KAKIAGE, H., “A Fundamental Study on the Face Slab Joint Behavior of the CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

- CLEMENTS, R. P., “Post-Construction Deformation of Rockfill Dams”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 7, pp 821-840, July 1984
- COOKE, J. B., “Memo No. 178, Khao Laem Dam Performance, 1984-2000”, June 2001.
- COOKE, J. B., “Memo No. 130, Turimiquire Dam 1980-1995 Performance”, October 1995, Revised, May, 2000.
- COOKE, J. B., “Memo No. 161, CFRD Time/Settlement Curves”, August 1998.
- EIGENHEER, L. P., DE QUEIROS, T., BARBOSA DE SOUZA, R. J., “Xingo Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B., LACK, L. J., KNOOP, B. P., “Instrumentation and Performance of Cethana Dam”, *Proceedings, 11<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q42, R9*, Madrid, 1973.
- FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B., BARNETT, R. H. W., “Ten Years Surveillance of Cethana Dam”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q52, R51*, Rio de Janeiro, 1982.
- FITZPATRICK, M. D., COLE, B. A., KINSTLER, F. L., and KNOOP, B. P., “Design of Concrete-faced Rockfill Dams”, *Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., American Society of Civil Engineers, Detroit, October 1985.
- GIESECKE J., ROMMEL M., SOYEAUX R., 1991, “Seepage flow under dams with jointed rock foundation”, *Proceedings, 17<sup>th</sup> Congress on Large Dams*, Vienna, 1991.
- GONZALEZ-VALENCIA, F., MENA-SANDOVAL, E., “Aguamilpa Dam Behavior”, *Proceedings, 17<sup>th</sup> Annual USCOLD Lecture Series, Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams*, San Diego, CA, April, 1997.
- GOOD, R. J., “Kangaroo Creek Dam, Use of a Weak Schist as Rockfill for a Concrete Faced Rockfill Dam”, *Proceedings, 12<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q44, R33*, Mexico City, 1976.
- HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., “Salvajina: A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation”, *Water Power & Dam Construction*, p 18, June, 1986.
- HUNTER, G., FELL, R., “The Deformation Behaviour of Rockfill”, *UNICIV Report No. 405*, The University of New South Wales, Sydney, Australia, January, 2002.
- HUNTER, G., GLASTONBURY, J., ANG, D., FELL, R., “The Performance of Concrete Face Rockfill Dams”, *UNICIV Report No. 413*, The University of New South Wales, Sydney, Australia, January, 2003.
- JINSHENG, J., Private correspondence, 2003.
- KASHIWAYANAGI, M., KOIZUMI, S., ISHIMURA, Y., and KAKIAGE, H., “A Fundamental Study on the Face Slab Joint Behavior of the CFRD”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, International Committee on Large Dams, China, September 2000.

- KENNEALLY, D., Private correspondence, 2003
- KNOOPS, B. P., Personal Communication, April 2002.
- LARSON, E., “Plugging Leaks with Concrete and Plastic”, *Hydro Review*, p. 52, May, 2003.
- LI, NENGHUI, MA, GUICANG, GUO, DIHUAN, HE, GUOLIAN, “Large Leakage and its Treatment of Zhushuqiao Dam”, *Proceedings, Workshop on Dam Safety Problems and Solutions-Sharing Experience*, International Committee on Large Dams, Seoul, Korea, May, 2004.
- LOUIS, C., “A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and its Influence on the Stability of Rock Masses”, *Rock Mechanics Progress Report No. 10*, Imperial College, London, September, 1969.
- MACEDO-GOMEZ, G., “Concrete Face Behavior of Aguamilpa Dam”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- MACEDO-GOMEZ, G., CASTRO-ABONCE, J., MONTANEZ-CARTAXO, L., “Behavior of Aguamilpa Dam”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MARQUES FILHO, P. L., MACHADO, B. P., CALCINA, A. M., MATERON, B., PIERINI, A., “Pichi-Picun-Leufu, A CFRD of Compacted Gravel”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- MARULANDA, A., AMAYA, F., MILLAN, M., “Antamina Tailings Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Alto Anchicaya Dam – Ten Years Performance”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.
- MATSUMOTO, N., TAKAHASHI, M., SATO, F., “Repairing the Concrete Facing of Minase Rockfill Dam” *Proceedings, 15<sup>th</sup> International Congress on Large Dams*, Q59, R13, Lusanne, 1985.
- MORI, RUI, T., “Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- PENG, Z., “Analysis of Deformation of Xibeikou CFRD in Eight Years of Operation”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- PENMAN, A. D. M., “The Behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams”, *Hydropower & Dams*, p 85, Issue 2, 1998.

- KENNEALLY, D., Private correspondence, 2003
- KNOOPS, B. P., Personal Communication, April 2002.
- LARSON, E., “Plugging Leaks with Concrete and Plastic”, *Hydro Review*, p. 52, May, 2003.
- LI, NENGHUI, MA, GUICANG, GUO, DIHUAN, HE, GUOLIAN, “Large Leakage and its Treatment of Zhushuqiao Dam”, *Proceedings, Workshop on Dam Safety Problems and Solutions-Sharing Experience*, International Committee on Large Dams, Seoul, Korea, May, 2004.
- LOUIS, C., “A Study of Groundwater Flow in Jointed Rock and its Influence on the Stability of Rock Masses”, *Rock Mechanics Progress Report No. 10*, Imperial College, London, September, 1969.
- MACEDO-GOMEZ, G., “Concrete Face Behavior of Aguamilpa Dam”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- MACEDO-GOMEZ, G., CASTRO-ABONCE, J., MONTANEZ-CARTAXO, L., “Behavior of Aguamilpa Dam”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MARQUES FILHO, P. L., MACHADO, B. P., CALCINA, A. M., MATERON, B., PIERINI, A., “Pichi-Picun-Leufu, A CFRD of Compacted Gravel”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- MARULANDA, A., AMAYA, F., MILLAN, M., “Antamina Tailings Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- MARULANDA, A., PINTO, N. L. DE S., “Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MATERON, B., “Alto Anchicaya Dam – Ten Years Performance”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.
- MATSUMOTO, N., TAKAHASHI, M., SATO, F., “Repairing the Concrete Facing of Minase Rockfill Dam” *Proceedings, 15<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, Q59, R13*, Lusanne, 1985.
- MORI, RUI, T., “Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams”, *Proceedings, Second Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*, Brazilian Committee on Dams, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- PENG, Z., “Analysis of Deformation of Xibeikou CFRD in Eight Years of Operation”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- PENMAN, A. D. M., “The Behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams”, *Hydropower & Dams*, p 85, Issue 2, 1998.

- PINTO, N. L. DE S., MATERON, B., MARQUES FILHO, P. L., “Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q55, R51*, Rio de Janeiro, 1982.
- PINTO, N. L., MARQUES, P. L., “Estimating the Maximum Face Deflection in CFRDs”, *Hydropower and Dams*, Issue 6, 1998, p. 28.
- REGALADO, G., MATERON, B., ORTEGA, J. W., VARGAS, J. “Alto Anchicaya Concrete Face Rockfill Dam – Behavior of the Concrete Face Membrane”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q55, R30*, Rio de Janeiro, 1982.
- SHI, J., ZHU, B., LIANG, C., “Characteristic and Experience of the Design, Construction and Performance of TSQ-1 Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September 2000.
- SOBRINHO, J. A., SARDINHA, A. E., ALBERTONI, S. C., DIJKSTRA, H. H., “Development Aspects of CFRD in Brazil”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress*, Beijing, China, September, 2000.
- THONGSIRE, T., SUTTIWONG, P., “Safety Surveillance and Remedial Works for Khao Laem Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1993.
- WATAKEEKUL, S. and COLES, A. J., “Cutoff Treatment Method in Karstic Limestone-Khao Laem Dam”, *Proceedings, 15<sup>th</sup> ICOLD Congress on Large Dams, Q. 58, R. 2*, Luusanne, 1985, pp. 17-38.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. JR., ARAYA, J. A. M., HUANG, Z. Y., MORI, R. T., “Tianshengqiao-1 CFRD – Monitoring and Performance – Lessons and New Trends for Future CFRDs (China)”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- WU, HONGYI., WU, J., WANG, S., WU, Q., CAO, K., “Ten Years Surveillance of Chengbing Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- ZUYU, C., “Breaching of the Gouhou Concrete Face Sand and Gravel Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1993.

- PINTO, N. L. DE S., MATERON, B., MARQUES FILHO, P. L., “Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q55, R51*, Rio de Janeiro, 1982.
- PINTO, N. L., MARQUES, P. L., “Estimating the Maximum Face Deflection in CFRDs”, *Hydropower and Dams*, Issue 6, 1998, p. 28.
- REGALADO, G., MATERON, B., ORTEGA, J. W., VARGAS, J. “Alto Anchicaya Concrete Face Rockfill Dam – Behavior of the Concrete Face Membrane”, *Proceedings, 14<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Q55, R30*, Rio de Janeiro, 1982.
- SHI, J., ZHU, B., LIANG, C., “Characteristic and Experience of the Design, Construction and Performance of TSQ-1 Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- SOBRINHO, J. A., SARDINHA, A. E., ALBERTONI, S. C., DIJKSTRA, H. H., “Development Aspects of CFRD in Brazil”, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress*, Beijing, China, September, 2000.
- THONGSIRE, T., SUTTIWONG, P., “Safety Surveillance and Remedial Works for Khao Laem Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1993.
- WATAKEEKUL, S. and COLES, A. J., “Cutoff Treatment Method in Karstic Limestone-Khao Laem Dam”, *Proceedings, 15<sup>th</sup> ICOLD Congress on Large Dams, Q. 58, R. 2*, Luasanne, 1985, pp. 17-38.
- WU, G. Y., FREITAS, M. S. JR., ARAYA, J. A. M., HUANG, Z. Y., MORI, R. T., “Tianshengqiao-1 CFRD – Monitoring and Performance – Lessons and New Trends for Future CFRDs (China)”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- WU, HONGYI., WU, J., WANG, S., WU, Q., CAO, K., “Ten Years Surveillance of Chengbing Concrete Face Rockfill Dam”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China, September, 2000.
- ZUYU, C., “Breaching of the Gouhou Concrete Face Sand and Gravel Dam”, *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1993.

## 11. OUVRAGES ANNEXES

La conception d'un barrage comprend son rapport et ses raccordements avec les ouvrages adjacents et annexes. Il arrive parfois que l'aménagement des ouvrages, déterminé par les conditions particulières du site, impose des raccordements spéciaux entre la dalle de béton ou la plinthe du barrage et l'évacuateur de crue ou la vidange de fond. Ces raccordements sont généralement conçus au cas par cas, mais quelques règles et pratiques générales peuvent être énoncées.

### 11.1. VIDANGE DE FOND

La plupart des projets nécessitent une vidange de fond. Celles-ci sont utilisées pour remplir le réservoir de façon maîtrisée, pour abaisser d'urgence le niveau d'eau, pour réaliser des vidanges partielles ou pour d'autres fonctions. Les vidanges de fond traversant les barrages en remblai avec noyau de terre sont contre-indiquées, car elles créent des chemins de percolation potentiels au point de contact entre le noyau et la vidange. Les vidanges de fond traversant les barrages CFRD soulèvent une nouvelle série d'enjeux. Un exemple du type de traitement requis est illustré à la Fig. 50. La géométrie au niveau de la vidange est compliquée par les dimensions de celle-ci et par les caractéristiques hydrauliques qu'elle requiert. Dans des correspondances personnelles, Casinader suggère de placer la tour de prise d'eau en amont de la plinthe, comme au barrage de Sugarloaf en Australie.

#### 11.1.1. Raccordement à la plinthe

La canalisation d'une vidange de fond traversant la plinthe doit être traitée comme un élément faisant partie de la plinthe. La base de la canalisation peut

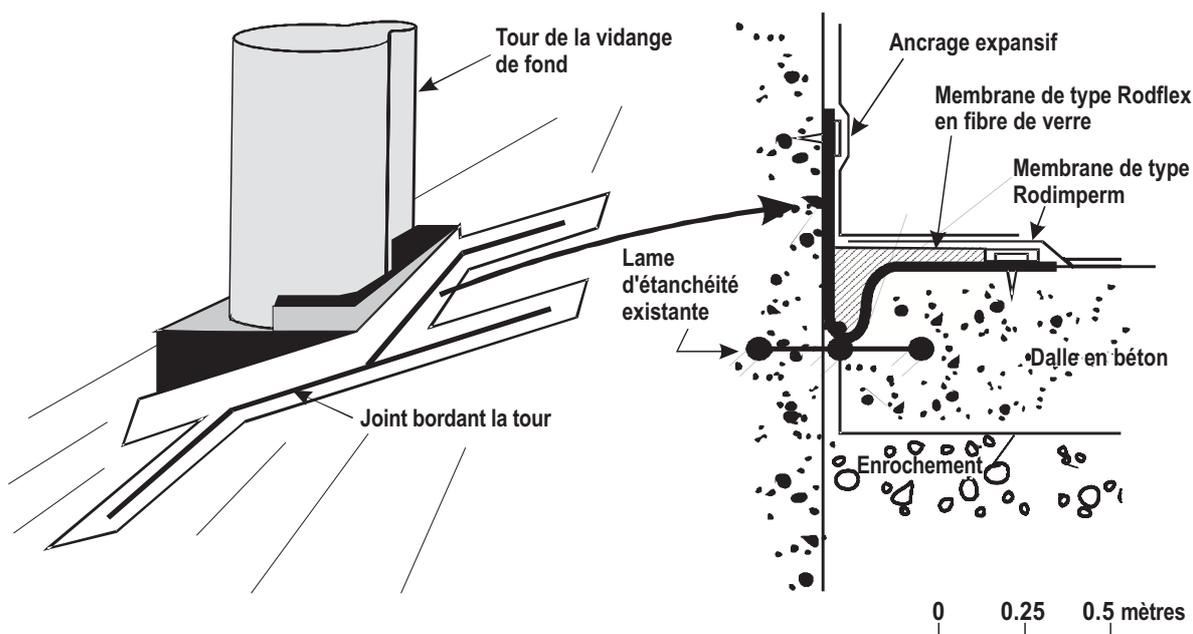


Fig. 50  
Raccordement de la vidange de fond et de la dalle de béton

---

## 11. APPURTENANT STRUCTURES

---

The design of the dam includes its correlation and connection with adjacent and appurtenant structures. Sometimes a layout responding to particular site conditions requires special connections between the concrete slab or the plinth and the spillway or the low level outlet. These connections are usually designed case by case but some general rules and practices can be discussed.

### 11.1. LOW LEVEL OUTLET

Low-level outlets are required at most projects. They are used for controlled filling of the reservoir, emergency drawdown, minimum releases or other functions. Low-level outlets crossing an earth core embankment dam have been discouraged because of the creation of potential seepage paths at the contact between the core and the outlet. Low-level outlets through a CFRD present a new set of issues. An example of the type of treatment is shown in Fig. 50. Geometry at the outlet becomes complicated by the size and the hydraulic requirements of the outlet. In private correspondence, Casinader suggests placing the intake tower upstream of the plinth as was done for Sugarloaf dam in Australia.

#### 11.1.1. Connection with the Plinth

A low-level outlet conduit crossing the plinth needs to be treated as part of the plinth. The base of the conduit can be used as a grout cap without difficulty, as for the

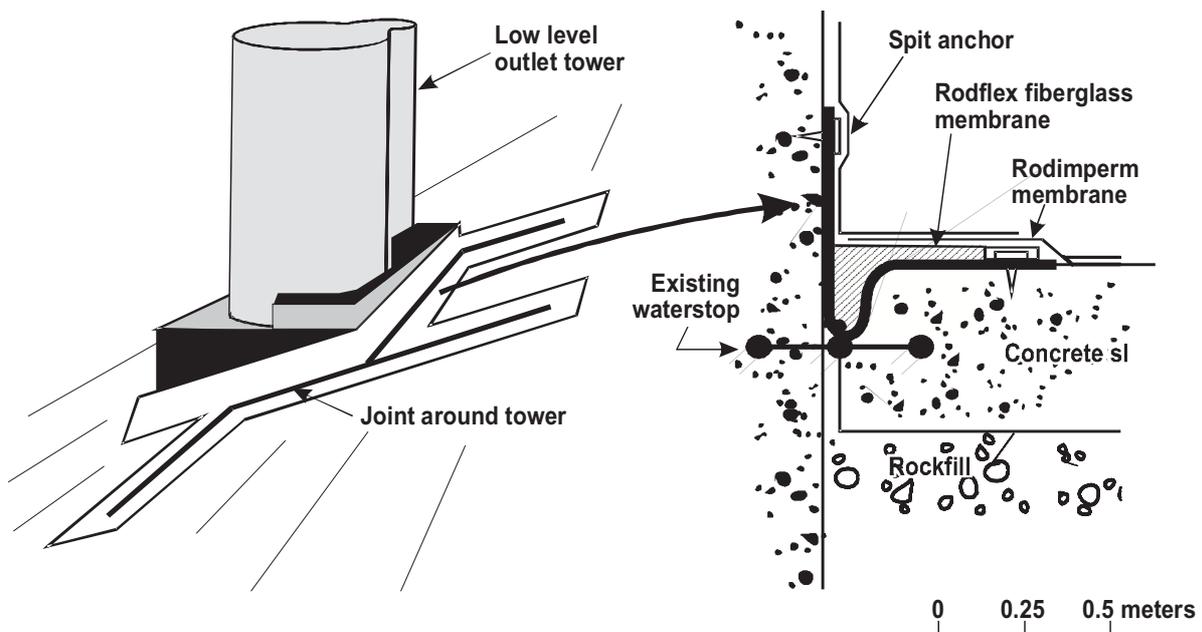


Fig. 50  
Connection Low Level Outlet and Concrete Slab

facilement être utilisée comme cavalier d'injection, comme le reste de la plinthe. En revanche, la canalisation complique la géométrie du joint périmétral et exige la création de joints particuliers à angle aigu dans les lames d'étanchéité. Par conséquent, des mouvements plus importants que ce qui devrait normalement se produire risquent d'avoir lieu dans les joints. D'importantes fuites pourraient ainsi se manifester au niveau des joints en contact avec la vidange de fond.

### **11.1.2. Filtre soutenant la dalle du masque**

Les zones filtres derrière le joint périmétral et autour de la canalisation revêtent toujours une importance fondamentale, particulièrement dans le secteur autour du raccordement entre une canalisation et la plinthe. Leur conception et leur construction doivent faire l'objet d'une attention particulière. La géométrie irrégulière de la canalisation fait en sorte qu'il est difficile de réaliser un compactage adéquat des matériaux qui y sont adjacents. À cause de ces restrictions, il est possible que le matériau filtre du joint périmétral soit mal compacté à certains endroits, ce qui pourrait provoquer des mouvements de la dalle et l'ouverture du joint périmétral.

### **11.1.3. Zones du barrage**

Les zones du barrage doivent être adaptées autour de la canalisation pour éviter les dommages que pourrait provoquer la transmission des contraintes par les arêtes des grosses particules d'enrochement. Des zones de transition protectrices devraient entourer la canalisation.

## **11.2. RACCORDEMENT À L'ÉVACUATEUR DE CRUE ET AUX MURS DE LA PRISE D'EAU**

Avec un barrage CFRD, le raccordement de l'évacuateur de crue et des murs de la prise d'eau ajoutent à la complexité de la conception de ces structures, ainsi qu'à celle de la plinthe et de la dalle du masque du barrage.

Les parois en contact avec le masque en béton doivent être traitées comme des appuis latéraux fortement inclinés. Les détails de la conception de la plinthe (qui fait partie de la paroi), du joint périmétral et des zones filtres de soutien doivent tenir compte des contraintes géométriques particulières qui sont créées. Dans la mesure du possible, la hauteur de ces parois doit être limitée afin de prévenir la rupture probable de la lame d'étanchéité causée par la déformation du remblai, ainsi que pour contrer la tendance de la dalle du masque à s'écarter de la paroi inclinée de l'ouvrage ou de l'appui latéral naturel. À la lumière des expériences passées comme celle de Golillas, on a déterminé que les caractéristiques du joint doivent se rapprocher de celles qui s'appliquent lorsqu'un barrage CFRD est situé dans une gorge aux parois abruptes. Les raccordements de divers projets, d'une hauteur modérée, présentent un comportement satisfaisant. La Fig. 51 illustre les caractéristiques du barrage de Caruachi au Venezuela, où on a construit le raccordement avec un évacuateur de crue dont la paroi mesure 50 m de hauteur, avec de bons résultats. Le détail de ce raccordement représente l'évolution d'un détail similaire utilisé pour un raccordement plus bas avec un évacuateur de crue du barrage de Macagua, situé également au Venezuela, et construit quelques années auparavant.

rest of the plinth. The conduit, however, complicates the geometry of the perimeter joint and requires special sharp angled joints in the waterstops that can lead to larger joint movements than might be otherwise expected. This in turn could lead to substantial leakage at the joints in contact with the low-level outlet.

### **11.1.2. Face Slab Supporting Filter**

The filter zones behind the perimeter joint and extending around the conduit are always of fundamental importance, and more so in the area around a connection between a conduit and a plinth, and deserve careful consideration during design and construction. Because of the irregular conduit geometry, proper compaction of the materials adjacent to the conduit becomes difficult. These restrictions can result in locally poor compaction of the perimeter joint filter that could cause movement of the slab and opening of the perimeter joint.

### **11.1.3. Dam Zoning**

The dam zoning requires modification around the conduit to avoid damage resulting from stresses transferred by the edges of large rockfill. Protective transition zones should surround the conduit.

## **11.2. CONNECTION TO SPILLWAY AND INTAKE WALLS**

Location of spillways and intake structures adjacent to the CFRD introduce additional complexity to the design of these structures, and the toe and face slab of the CFRD.

Walls adjacent to the concrete face need to be treated as very steep abutments. The details of the design of the plinth, which becomes part of the wall, the perimeter joint and the supporting filter zones, need to consider the particular geometric restraints that are introduced. The height of these walls should be restricted, when possible, to prevent probable rupture of the waterstop as a result of the deformations of the fill, and the tendency of the face slab of pulling away from the steep structure wall or natural abutment. Details of the joint should be similar to the details used in CFRDs in steep canyons, considering past experiences such as Golillas. Moderately high connections have been performed successfully at several projects. Fig. 51 shows the detail used in Caruachi Dam in Venezuela, where a connection with a 50 m high spillway wall was constructed and is operating successfully. This detail was an evolution of a similar detail used in a lower connection with a spillway in Macagua Dam, also in Venezuela, constructed a few years before.

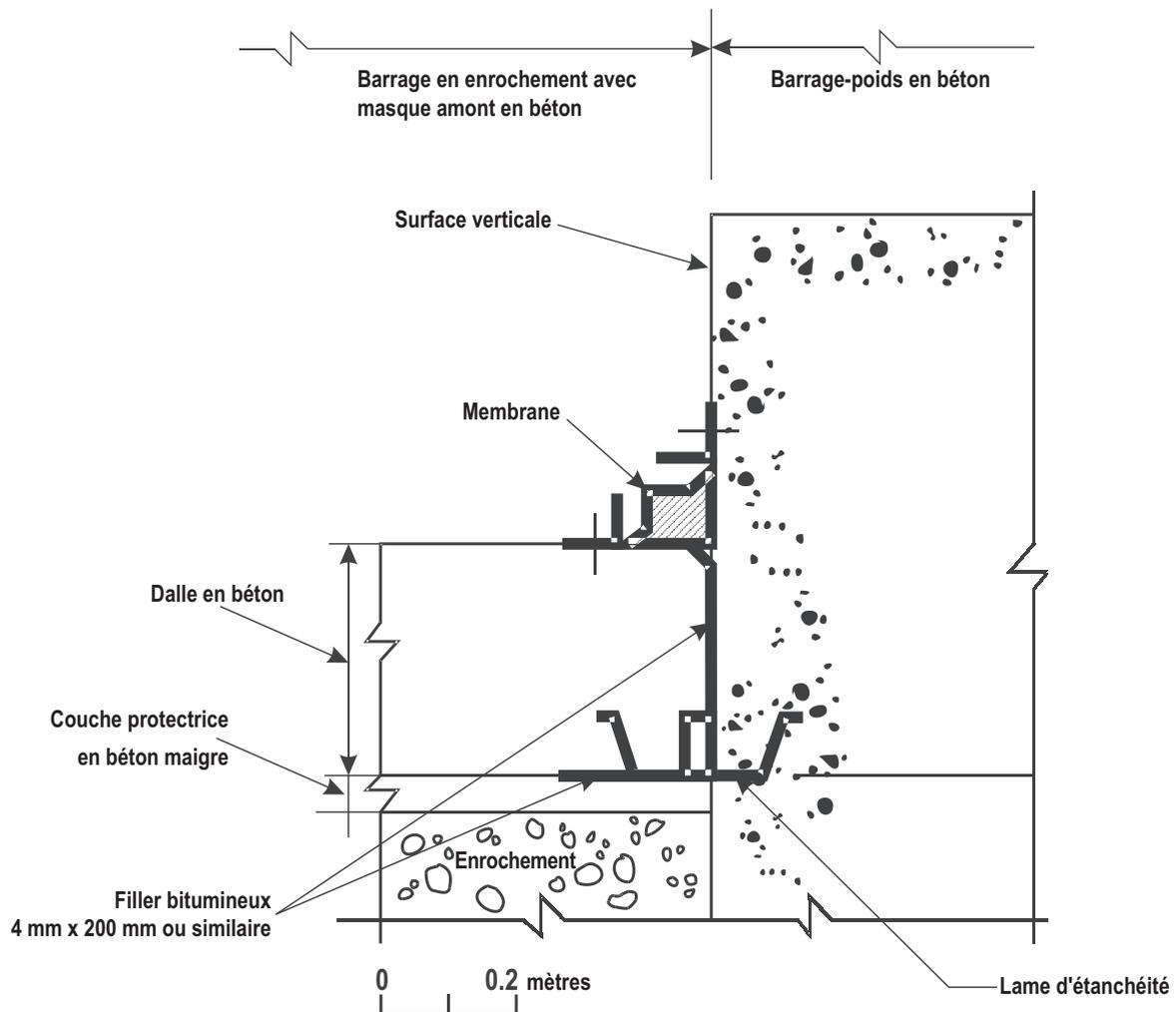


Fig. 51  
Raccordement entre l'évacuateur de crue et la dalle de béton

### 11.3. ÉVACUATEURS DE CRUE SUR LE BARRAGE

Plusieurs exemples d'évacuateurs de crue construits sur le talus aval de l'enrochement sont documentés (Steven *et al.* 1993, ouvrage de J. Barry Cooke 2000 de divers auteurs), et d'autres encore seront conçus et construits dans l'avenir, à mesure que la confiance des experts s'accroît à l'égard de ce concept.

L'excavation de l'évacuateur de crue représente un des coûts principaux et un des plus importants problèmes concernant le calendrier de construction des barrages CFRD ; toute mesure permettant de réduire les coûts et de gagner du temps représente une amélioration désirable. En construisant la crête de l'évacuateur de crue au sommet du barrage et en plaçant le canal de fuite sur la face aval, on peut réaliser des économies importantes pour les projets avec un barrage CFRD. Des aménagements actuels utilisent un évacuateur de crue à crête déversante localisé sur le remblai à la crête du barrage, permettant de relâcher l'eau d'une hauteur de trois à quatre mètres. L'évacuateur de crue placé sur le remblai représente généralement une mesure fournissant une capacité d'évacuation additionnelle, tandis que l'évacuateur de crue

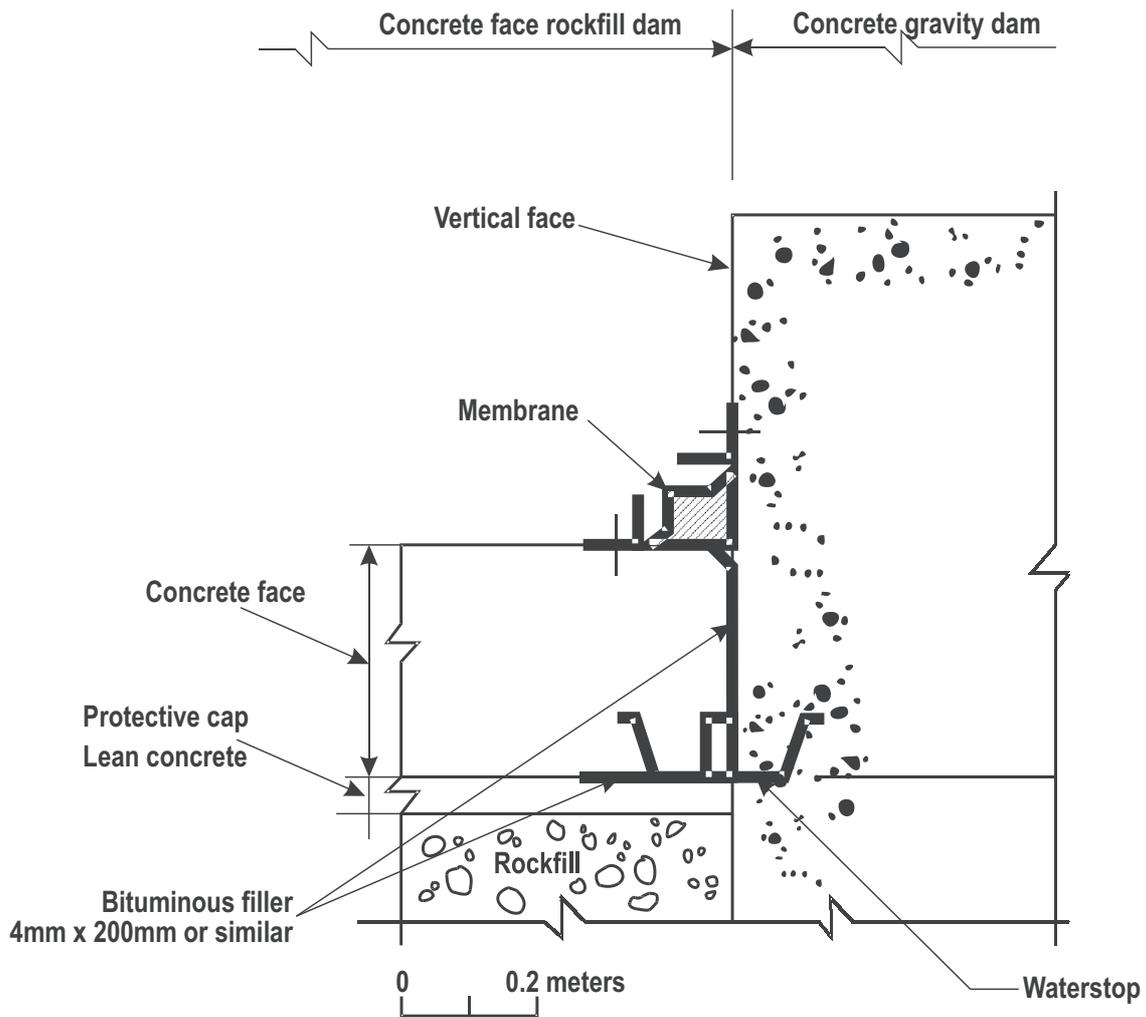


Fig. 51  
Connection Spillway and Concrete Slab

### 11.3. SPILLWAYS OVER THE DAM

Several successful cases of placing a spillway on the downstream slope of the rockfill have been reported in the literature (Steven *et al.* 1993, several authors J. Barry Cooke Volume 2000), and more will be designed and constructed as designers gain confidence on the concept.

The spillway excavation is one of the largest costs and construction schedule issues associated with construction of CFRDs, and any cost and time-savings are welcome improvements. Including the spillway crest on top of the dam and placing the spillway chute on the downstream face brings important economic advantages to the CFRD. Current layouts have used the spillway on top of the embankment to evacuate flows up to three or four meters of head over an ungated spillway at the crest. The spillway on the embankment is usually considered to provide only additional spilling capacity while the main spillway is often provided in a separate structure. A spillway over the embankment, however, has been used as the only spillway in pumped storage projects where the upper reservoir is a closed basin or presents only a small tributary area. In

principal prend souvent la forme d'une structure distincte. Dans certains aménagements à réserve pompée, on a toutefois construit un seul évacuateur de crue, sur remblai, lorsque le réservoir supérieur prenait la forme d'un bassin fermé ou présentait seulement une aire tribulaire réduite. Dans ces cas, l'évacuateur de crue est conçu pour évacuer toute la capacité de pompage.

Lorsqu'on construit l'évacuateur de crue sur le sommet du remblai d'un barrage CFRD, les principaux aspects dont il faut tenir compte sont les suivants :

### **11.3.1. Tassement de la crête**

Le tassement post-construction de la crête des barrages CFRD a été largement étudié, et on est généralement d'avis que celui-ci se produit en grande partie pendant la construction du remblai. On note toutefois qu'un certain déplacement vertical et horizontal a lieu en réaction à la mise en eau du réservoir et que le tassement et le déplacement horizontal du barrage à long terme se poursuivent à un rythme qui diminue dans le temps. Le Chapitre 10 résume le tassement post-construction de la crête de divers barrages CFRD.

Une structure de béton située sur la crête du barrage devra pouvoir tolérer ces mouvements. Une conception soignée des joints et un bon compactage de l'enrochement sélectionné placé pour la fondation de la structure durant la construction devraient normalement permettre d'atteindre cet objectif. On déconseille l'utilisation d'un évacuateur de crue doté de vannes de réglage, à cause de leur sensibilité au mouvement.

### **11.3.2. Tassement du talus aval**

Si le tassement et le déplacement du masque amont des barrages CFRD ont été soigneusement auscultés et étudiés, le comportement du talus aval n'a pas fait l'objet d'une telle attention. Les critères de conception actuels des barrages CFRD prévoient que les zones d'enrochement dans la moitié du barrage vers l'aval sont faites de matériaux ayant un module de déformation inférieur. Par conséquent, d'importantes déformations se produisent en présence des charges. La construction de l'évacuateur de crue sur le remblai exige une modification des zones du remblai et des critères de compactage, dans le but de limiter la déformation.

### **11.3.3. Écoulement dans l'évacuateur de crue**

L'eau qui s'écoule dans le canal de fuite de l'évacuateur de crue génère d'importantes forces dynamiques. Pour garantir la résistance à ces forces et la stabilité des dalles du canal de fuite, le débit d'écoulement par largeur unitaire a généralement été limité à 10 m<sup>3</sup>/s par mètre de largeur de canal, et les dalles sont fixées à l'enrochement à l'aide de barres d'armature d'acier. Afin d'éviter les complications associées au régime d'écoulement torrentiel, on envisage d'utiliser des évacuateurs de crue en forme d'escalier, semblables à ceux utilisés pour les évacuateurs en béton compacté au rouleau, mais les expériences dans ce domaine sont limitées.

these cases, the spillway is sized to accommodate the full capacity of the facility in the pumping mode.

The principal design concerns to be considered when placing the spillway on top of the CFRD embankment are:

### **11.3.1. Settlement of the Crest**

The post-construction settlement of the crest of CFRDs has been extensively studied, and the general consensus and evidence is that much of it occurs during construction of the fill. But some vertical and horizontal displacement occurs in response to the filling of the reservoir and long-term settlement and horizontal displacement continues to occur at rates that decrease with time. Chapter 10 summarizes the post-construction crest settlement of a number of CFRDs.

A concrete structure at the crest will need to accommodate these movements. This can normally be accomplished using carefully designed joints and good compaction of the selected rockfill placed as foundation during construction. The use of gated spillways on top of the embankment is discouraged because of their sensitivity to movement.

### **11.3.2. Settlement of the Downstream Face**

The settlement and displacement of the upstream face of CFRDs have been carefully monitored and studied but the behavior of the downstream slope has been less researched. Current design criteria for CFRDs provide rockfill zones in the downstream half of the dam in such a way that the downstream face is formed by lower modulus of deformation materials. This results in larger deformations in response to loading. Spillway placement on the embankment will require a modification of the embankment zoning and compaction requirements to limit deformation.

### **11.3.3. Flow Over the Spillway**

The flow over the spillway chute generates high dynamic forces. To resist these forces and maintain the stability of the chute slabs, the flow per unit width has usually been restricted to 10 m<sup>3</sup>/s per meter of chute width, and the slabs are anchored to the fill using steel rebars. Some thought has been given to the use of stepped spillways similar to that used for roller-compacted concrete spillways to avoid difficulties associated with high velocity flow, but experience is limited.

#### 11.4. RÉFÉRENCES

- BRACOLD (ed.), *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- AMAYA, F., MARULANDA, A., “Golillas Dam – Design, Construction and Performance”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.
- HE, G., “Technical Study on Crest Overflow of Concrete Faced Rockfill Dams”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MARULANDA, A. PINTO, N. de S. (ed.), *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- STEVEN, S. Y. *et al.*, “Design of Crotty Dam Spillway”, *Proceedings Int. Symposium on High Earth- Rockfill Dams*, Chinese Committee on Large Dams, 1993.

#### 11.4. REFERENCES

- BRACOLD (ed.), *II Symposium on CFRD dams*, Bracold-Engevix-Copel, Florianopolis, Brazil, October, 1999.
- AMAYA, F., MARULANDA, A., “Golillas Dam – Design, Construction and Performance”, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, Cooke, J. B. and Sherard, J. L. editors, ASCE, 1985.
- HE, G., “Technical Study on Crest Overflow of Concrete Faced Rockfill Dams”, *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- MARULANDA, A. PINTO, N. DE S. (ed.), *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China, September, 2000.
- STEVEN, S. Y. *et al.*, “Design of Crotty Dam Spillway”, *Proceedings Int. Symposium on High Earth- Rockfill Dams*, Chinese Committee on Large Dams, 1993.

# ANNEXE

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux – année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Acena	Espagne	65	I	UD	1,3	1,3	0,3 + 0,003 H	0,4	3 + H/15	-	Gneiss	-	-
Agbulu	Philippines	234	P	UD	1,4	1,5	-	-	-	-	-	21 000	3 981
Aguamilpa	Mexique	187	P	1993	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h ; 0,35 v	5 à 10	137	Gravier d'ignimbrite	12 700	6 950
Ahning	Malaisie	74	W/P	1988	1,3	1,3	0,3	0,61	6	16	Quartzite	700	235
Aixola	Espagne	51	W	1982	1,35	1,3	1,45	-	-	-	-	375	3
Alflorios	Espagne	67	W	1990	1,4	1,35	0,30	-	Galerie	-	Calcaire	347	23
Alsasua	Espagne	50	W/I	1985	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4,5	14	Calcaire	-	-
Alto Anchicaya	Colombie	140	P	1974	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	7	22	Cornéenne	2 400	45
Amalahujque	Espagne	60	-	1983	1,3	1,4	-	-	-	-	-	2,61	1
Ancoa	Chili	130	I/P	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Andaqui	Colombie	160	-	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Antamina	Pérou	109	Gestion des résidus	2002	1,4	1,4	0,3	0,35	3 à 11	67	Calcaire	4,7	-
Anthony	Australie	39	P	1993	1,3	1,3	-	-	3 à 4	4,4	-	110	39
Atasü	Turquie	122	W/P	(2002)	1,4	1,5	0,3 + 0,0035 H	0,4	12	45	Andésite, basalte	3 787	36
Awonga (rehaussement)	Australie	63	I	Proposé	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,75	-	30	Métasédiments	-	-

# APPENDIX

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Aeena	Spain	65	I	UD	1.3	1.3	0.3+0.003 H	0.4	3+H/15	-	Gneiss	-	-
Agbulu	Philippines	234	P	UD	1.4	1.5	-	-	-	-	-	21 000	3 981
Aguamilpa	Mexico	187	P	1993	1.5	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.35	5-10	137	Gravel/ignimbrite	12 700	6 950
Ahning	Malaysia	74	W/P	1988	1.3	1.3	0.3	0.61	6	16	Quartzite	700	235
Aixola	Spain	51	W	1982	1.35	1.3	1.45	-	-	-	-	375	3
Alflorios	Spain	67	W	1990	1.4	1.35	0.30	-	Gallery	-	Limestone	347	23
Alsasua	Spain	50	W/I	1985	1.5	1.4	0.3+0.003 H	0.4	4.5	14	Limestone	-	-
Alto Anchicaya	Colombia	140	P	1974	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	7	22	Hornfels	2 400	45
Amalahuigue	Spain	60	-	1983	1.3	1.4	-	-	-	-	-	2.61	1
Ancoa	Chile	130	I/P	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Andaqui	Colombia	160	-	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Antamina	Peru	109	Tailings	2002	1.4	1.4	0.3	0.35	3-11	67	Limestone	4.7	-
Anthony	Australia	39	P	1993	1.3	1.3	-	-	3-4	4.4	-	110	39
Atasü	Turkey	122	W/P	(2002)	1.4	1.5	0.3+0.0035 H	0.4	12	45	Andesite, basalt	3 787	36
Awonga (raised)	Australia	63	I	Proposed	1.3	1.3	0.3+0.002 H	0.75	-	30	Meta Sediments	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Babagon	Malaisie	63	W	1996	1,3	1,6	-	0,3	IS 3 à 5	-	Grès, aléatoire	-	-
Badu	Chine	58	I/W/F/P	1997	1,3	1,3	-	-	-	6	Tuffo-lave	840	32
Bailey, R D	É.-U.	95	F/R	1979	2,0	2,0	0,3	0,5	3,05	65	Grès, calcaire	-	-
Baishuikeng	Chine	101	P	2005	1,4	1,4	0,3 à 0,55	-	5 à 6	-	Enrochement	1 500	24,8
Baishui-Keng	Chine	101	P	2005	1,4	1,4	0,3 à 0,55	-	5 à 6	-	Enrochement	1 500	25
Baixi	Chine	123,5	W/I/P	2001	1,4	1,5	0,3 + 0,003 H	0,4	5 à 8	48	Tuffo-lave	3 700	168
Baiyanghe	Chine	37	I	1994	1,7	1,5	0,3 + 0,003 H	0,5	2; 2,8; 3,8	21	Gravier	370	6
Baiyun	Chine	120	P	1998	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	4 à 5	15	Calcaire	1 700	360
Bajiaotan	Chine	70	-	Proposé	1,4	1,4	-	-	-	-	Schiste	-	-
Bakun	Malaisie	205	P	UC	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h; 0,4 v	4; 6; 10	127	Grauwacke	17 000	43 800
Balsam Meadows	É.-U.	40	P	1988	1,4	1,4	-	-	-	-	Granite	-	-
Barra Grande	Brésil	194	P	2005	1,3	1,4	0,3 + 0,002 H > 0,005 H	0,4 à 0,5	IS 4 à 10	108	Basalte	12 000	5 000
Barrendiola	Espagne	47	-	1981	1,6	1,5	-	-	-	-	-	270	2
Barrigon	Panama	82	P	2003	1,45	1,6	0,3	-	3	-	Gravier	-	-
Basha	Pakistan	200	P/I	UC	-	-	-	-	Paroi étanche	-	-	-	-
Bastonia	Roumanie	110	-	1997	1,5	1,5	0,3 + 0,003 H	0,5	4,6	30	Andésite	-	-
Bastyan	Australie	75	P	1983	1,3	1,3	0,25	0,7	3 à 3,8	19	Rhyolite	600	124

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Babagon	Malaysia	63	W	1996	1.3	1.6	-	0.3	IS 3-5	-	Sandstone, random	-	-
Badu	China	58	I/W/F/P	1997	1.3	1.3	-	-	-	6	Tuff/lava	840	32
Bailey, R D	USA	95	F/R	1979	2.0	2.0	0.3	0.5	3.05	65	Sandstone, Limestone	-	-
Baishuikeng	China	101	P	2005	1.4	1.4	0.3-0.55	-	5-6	-	Rockfill	1 500	24.8
Baishui-Keng	China	101	P	2005	1.4	1.4	0.3-0.55	-	5-6	-	Rockfill	1 500	25
Baixi	China	123.5	W/I/P	2001	1.4	1.5	0.3+0.003 H	0.4	5-8	48	Tuff lava	3 700	168
Baiyanghe	China	37	I	1994	1.7	1.5	0.3+0.003 H	0.5	2,2,8,3,8	21	Gravel	370	6
Baiyun	China	120	P	1998	1.4	1.4	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.4	4-5	15	Limestone	1 700	360
Bajiaotian	China	70	-	Proposed	1.4	1.4	-	-	-	-	Shale	-	-
Bakun	Malaysia	205	P	UC	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	4,6,10	127	Greywacke	17 000	43 800
Balsam Meadows	USA	40	P	1988	1.4	1.4	-	-	-	-	Granite	-	-
Barra Grande	Brazil	194	P	2005	1.3	1.4	0.3+0.002 H > 0.005 H	0.4 - 0.5	IS 4-10	108	Basalt	12 000	5 000
Barrendiola	Spain	47	-	1981	1.6	1.5	-	-	-	-	-	270	2
Barrigon	Panama	82	P	2003	1.45	1.6	0.3	-	3	-	Gravel	-	-
Basha	Pakistan	200	P/I	U/C	-	-	-	-	Diaphragm	-	-	-	-
Bastonia	Romania	110	-	1997	1.5	1.5	0.3+0.003 H	0.5	4,6	30	Andesite	-	-
Bastyan	Australia	75	P	1983	1.3	1.3	0.25	0.7	3 - 3.8	19	Rhyolite	600	124

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Batang Ai (principal)	Malaisie	70	P	1985	1,4	1,4	0,3	0,5	4,6	65	Dolérite	4 000	2 360
Batubesi (Larona)	Indonésie	30	P	1978	1,3	1,5	0,25	0,3	4	-	-	-	-
Bayibuxie	Chine	35	I	UC	-	-	-	-	-	-	Gravier	200	4
Bejar	Espagne	71	I	1988	1,3	1,3	0,35 + 0,003 H	0,4	3 à H/15	19	Granite	767	14
Berg River	Afrique du Sud	70	I	2006	1,5	1,5	0,32 + 0,0024 H	0,4	4 à 8	70	Gravier	-	-
Beris	Pakistan	40	P	2003	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,4	-	-	Enrochement	-	-
Bocaina	Brésil	80	P	UD	1,3	1,3	-	-	-	-	-	-	-
Bolboci	Roumanie	56	W/P	1985	1,3	1,3	0,3 + 0,007 H	0,4	Galerie	6	Calcaire	1 000	18
Booan	République de Corée	50	W/F/P/I	1996	1,4	1,4	0,3 + 0,0034 H	0,4	3	18,2	Rhyolite	614	41,5
Boon (phase 2)	Australie	73	-	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Boondoma N° 1	Australie	63	W/I	1983	1,3	1,3	0,3	0,4	3,5 à 5,5	25	Rhyolite	-	-
Bradley Lake	É.-U.	40	P	1989	1,6	1,6	0,3	0,5	4 à 5	-	Grauwacke	-	-
Cabin Creek	É.-U.	76	P	1967	1,3	1,75	0,3 + 0,0067 H	0,5	-	-	Roche et terre	-	-
Campos Novos	Brésil	200	P	2006	1,3	1,4	0,3 + 0,002 H 0,005 H	0,4 à 0,5	IS 4,5 à 12	106	Basalte	12 500	1 480
Caritaya	Chili	40	I	1935	1,5	1,5	0,3 à 0,35	-	Tranchée	5	DR	-	42

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Batang Ai (main)	Malaysia	70	P	1985	1.4	1.4	0.3	0.5	4.6	65	Dolorite	4 000	2 360
Batubesi (Larona)	Indonesia	30	P	1978	1.3	1.5	0.25	0.3	4	-	-	-	-
Bayibuxie	China	35	I	UC	-	-	-	-	-	-	Gravel	200	4
Bejar	Spain	71	I	1988	1.3	1.3	0.35+0.003 H	0.4	3 - H/15	19	Granite	767	14
Berg River	South Africa	70	I	2006	1.5	1.5	0.32+0.0024 H	0.4	4-8	70	Gravel	-	-
Beris	Pakistan	40	P	2003	1.4	1.4	0.3+0.002 H	0.4	-	-	Rockfil	-	-
Bocaina	Brazil	80	P	UD	1.3	1.3	-	-	-	-	-	-	-
Bolboci	Romania	56	W/P	1985	1.3	1.3	0.3+0.007 H	0.4	Gallery	6	Limestone	1 000	18
Booan	R.Korea	50	W/F/P/I	1996	1.4	1.4	0.3+0.0034 H	0.4	3	18.2	Rhiorite	614	41.5
Boon (stage 2)	Australia	73	-	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Boondoma N°1	Australia	63	W/I	1983	1.3	1.3	0.3	0.4	3.5-5.5	25	Rhyolite	-	-
Bradley Lake	USA	40	P	1989	1.6	1.6	0.3	0.5	4-5	-	Greywacke	-	-
Cabin Creek	USA	76	P	1967	1.3	1.75	0.3+0.0067 H	0.5	-	-	Rock & earth	-	-
Campos Novos	Brazil	200	P	2006	1.3	1.4	0.3+0.002 H 0.005 H	0.4 - 0.5	IS 4.5-12	106	Basalt	12 500	1 480
Caritaya	Chile	40	I	1935	1.5	1.5	0.3-0.35	-	Trench	5	DR	-	42

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Capillucas	Pérou	37	P	UD	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,35	3	6	Gravier	175	5,1
Caruachi	Venezuela	80	P	1999	1,3	1,3	0,35	0,35	3	60	Granite, gneiss	2 000	4
Catemu	Chili	79	I	UD	1,5	1,6	0,3 à 0,47	-	paroi moulée	182	Gravier	10 010	175
Catlitkoru	Turquie	-	I	2002	-	-	-	-	-	-	-	-	49,5
Cengang	Chine	28	W/I	1998	1,4	1,4	0,35	0,4	3 paroi étanche	11	Tuf	310	6
Cercado	Colombie	120	I	2004	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	3 à 6	37	Vulcanite	2 900	198
Cerna	Roumanie	91	W/P/I	1980	1,3	1,3	0,4 + 0,002 H	0,5	Tranchée	5,4	Calcaire	487	124
Cethana	Australie	110	P	1971	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,6	3 à 5,36	24	Quartzite	1 376	109
Chacrilas	Chili	105	I	UD	1,5	1,65	0,3 à 0,5	0,3 à 0,35	-	34	Gravier	2 450	27
Chaishitan	Chine	103	I/P	2000	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	-	6 à 7	38,2	CR - dolomite	2 170	437
Chakoukane	Maroc	63	I	1999	1,6	1,6	-	-	paroi étanche	-	Gravier	1 800	50
Chase Gulch	É.-U.	40	W	1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Chengbing	Chine	74,6	P	1989	1,3	1,3	0,3 + 0,0027 H	0,3 h; 0,5 v	3 à 12	15,85	CR - tuf	800	52
Chentianhe (rehaussement)	Chine	110	P	UD	-	-	-	0,3 à 0,4	-	-	-	2 500	1 600
Cheong-Song	Corée du Sud	54	P	2005	1,4	1,4	0,40	-	4	20	Enrochement	711	7
Cheong-Song	Corée du Sud	85	P	2005	1,4	1,4	0,40	-	6	34	Enrochement	2 145	7
Chihuido	Argentine	-	P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Capillucas	Peru	37	P	UD	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.35	3	6	Gravel	175	5.1
Caruachi	Venezuela	80	P	1999	1.3	1.3	0.35	0.35	3	60	Granite, gneiss	2 000	4
Catemu	Chile	79	I	UD	1.5	1.6	0.3-0.47	-	-	182	Gravel P.wall	10 010	175
Catlikoru	Turkey	-	I	2002	-	-	-	-	-	-	-	-	49.5
Cengang	China	28	W/I	1998	1.4	1.4	0.35	0.4	3	11	Tuff Diaphragm	310	6
Cercado	Colombia	120	I	2004	1.4	1.4	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.4	3-6	37	Vulcanite	2 900	198
Cerna	Romania	91	W/P/I	1980	1.3	1.3	0.4+0.002 H	0.5	Trench	5.4	Limestone	487	124
Cethana	Australia	110	P	1971	1.3	1.3	0.3+0.002 H	0.6	3-5.36	24	Quartzite	1 376	109
Chacillas	Chile	105	I	UD	1.5	1.65	0.3-0.5	0.3-0.35	-	34	Gravel	2 450	27
Chaishitan	China	103	I/P	2000	1.4	1.4	0.3+0.003 H	-	6-7	38.2	CR - dolomite	2 170	437
Chakoukane	Morocco	63	I	1999	1.6	1.6	-	-	-	-	Gravel/ Diaphragm	1 800	50
Chase Gulch	USA	40	W	1994	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Chengbing	China	74.6	P	1989	1.3	1.3	0.3+0.0027 H	h 0.3,v 0.5	3-12	15.85	CR - tuff	800	52
Chentianhe (raised)	China	110	P	UD	-	-	-	0.3-0.4	-	-	-	2 500	1 600
Cheong-Song	S.Korea	54	P	2005	1.4	1.4	0.40	-	4	20	Rockfill	711	7
Cheong-Song	S.Korea	85	P	2005	1.4	1.4	0.40	-	6	34	Rockfill	2 145	7
Chihuido	Argentina	-	P	U/D	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe de la masque (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Chong Song Lo	République de Corée	52	P	2005	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 6	19,6	Gravier	711	6,5
Chong Song Up	République de Corée	95	P	2001	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 6	34,4	Gravier	2 144	6,5
Chusong	Chine	40	P/I	1999	1,8	1,3	0,3	0,4	Paroi étanche	-	Gravier sablonneux	700	15
Cirata	Indonésie	125	P	1987	1,3	1,4	0,35 + 0,003 H	0,4	4; 5; 7	-	Brèche andésitique	3 600	2 160
Cirata (rehaussement)	Indonésie	140	P/F	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cogoti	Chili	85	I	1939	1,4	1,5	0,2 + 0,008 H	-	Tranchée	16	DR	700	150
Conchi	Chili	70	I	1975	1,5	1,5	0,25 à 0,50	-	Tranchée	10	-	450	22
Cogswell	É.-U.	85	F	1934	1,35	1,6	0,3	-	Tranchée	-	DR - granite	799	13
Corrales	Chili	70	I	2000	1,5	1,6	0,3 à 0,5	0,4	3 à 4	29	Gravier	1 600	50
Corumbel Bajío	Espagne	46	-	1987	1,5	1,5	-	-	-	-	-	480	19
Courtright	É.-U.	98	P/I	1958	1 à 1,3	1,3	0,3 + 0,0067 H	0,5	Tranchée	-	DR - granite	1 193	152
Crotty	Australie	82	P	1990	1,3	1,5	0,3	0,5	3 à 4,2	13	Gravier de quartzite	784	1 060
Daao	Chine	90	I/F/P	1999	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,27 à 0,47	4 à 6	26	CR - grès	1 450	278
Daegok	Corée du Sud	52	W	2003	1,4	1,8	0,30	0,4	4 à 5	27	Gravier de schiste	580	28

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Chong Song Lo	R.Korea	52	p	2005	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	4-6	19.6	Gravel	711	6.5
Chong Song Up	R.Korea	95	p	2001	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	4-6	34.4	Gravel	2 144	6.5
Chusong	China	40	P/I	1999	1.8	1.3	0.3	0.4	Diaphragm	-	Sandy-gravel	700	15
Cirata	Indonesia	125	P	1987	1.3	1.4	0.35+0.003 H	0.4	4,5,7	-	Breccia/andesite	3 600	2 160
Cirata (raised)	Indonesia	140	P/F	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cogoti	Chile	85	I	1939	1.4	1.5	0.2+0.008 H	-	Trench	16	DR	700	150
Conchi	Chile	70	I	1975	1.5	1.5	0.25-0.50	-	Trench	10	-	450	22
Cogswell	USA	85	F	1934	1.35	1.6	0.3	-	Trench	-	DR - granite	799	13
Corrales	Chile	70	I	2000	1.5	1.6	0.3-0.5	0.4-0.4	3-4	29	Gravel	1 600	50
Corumbel Bajo	Spain	46	-	1987	1.5	1.5	-	-	-	-	-	480	19
Courtright	USA	98	P/I	1958	1-1.3	1.3	0.3+0.0067 H	0.5	Trench	-	DR - granite	1 193	152
Crotty	Australia	82	P	1990	1.3	1.5	0.3	0.5	3-4.2	13	Gravel quartzite	784	1 060
Daao	China	90	I/F/P	1999	1.4	1.4	0.3+0.002 H	0.27-0.47	4-6	26	CR - sandstone	1 450	278
Daegok	S.Korea	52	W	2003	1.4	1.8	0.30	0.4	4-5	27	Gravel-shale	580	28

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Dabe	Chine	68	P/F	1999	1,4	1,4	0,4	0,4	3 à 5	-	Calcaire	900	332
Daiqiao	Chine	91	W/I/P	1999	1,5	1,7	0,4	0,3	6 à 9	30	CR	2 090	658
Daliushu	Chine	156	I/P	UD	1,6	1,4 à 1,7	0,3 à 0,8	0,35	6 à 10	164	Grès	1 450	98,6
Danzitai	Chine	61,8	I/W/P	1999	1,35	1,35	0,4	0,4	4	35,8	CR - grès, schiste argileux	630	11,5
Dashuigou	Chine	76	P/I	2004	1,4	1,4	-	-	-	-	CR	750	3,1
Dchar El Oued	Maroc	101	I/P	(2001)	1,4	2,1	0,3 + 0,003 H	0,3	4 à 5	-	Quartzites, psammites	2 000	740
Dhauliganga	Inde	50	P	(2003)	-	-	-	-	Paroi étanche	-	Gneiss	-	-
Diguillin	Chili	92	I	UD	1,5	1,6	0,3 + 0,002 H	0,3 à 0,35	5	42	Gravier	2 050	80
Dim	Turquie	135	I/P/W	(2001)	1,4	1,5	0,3 + 0,0035 H	0,4	13	51	Schiste	4 093	250
Dix River	É.-U.	84	P	1925	1 à 1,2	1,4	-	0,5	Tranchée	-	DR - calcaire	252	220
Donbog	République de Corée	45	W	1985	1,5	1,5	0,3 + 0,008 H	0,5	5 à 3	7	Andésite	420	100
Dongjin	Chine	89	W/P/I	1995	1,4	1,3	0,3 + 0,0023 H	0,4	4 à 8	28	Grès	1 760	800
Douling	Chine	89	P/I/W/F	2001	1,4	1,6	-	-	-	32	Calcaire, phyllite	2 240	485
Douyan	Chine	53	P	1995	1,4	1,6	0,3	0,34 h ; 0,52 v	4 à 5	18,7	CR - granite	520	98
Duqiang	Chine	89	I/P/W	2005	1,3	1,3	0,3 à 0,5	0,3 à 0,4	3 à 5	18	Tuf	950	15
El Bato	Chili	55	I	UC	1,5	1,6	0,34 à 0,45	-	3 à 5 paroi moulée	52	Gravier	2 380	25
El Cajon	Mexique	189	P	UC	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	-	99	Ignimbrite	12 000	1 604

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Dahe	China	68	P/F	1999	1.4	1.4	0.4	0.4	3-5	-	Limestone	900	332
Daiqiao	China	91	W/I/P	1999	1.5	1.7	0.4	0.3	6-9	30	CR	2 090	658
Daliushu	China	156	I/P	UD	1.6	1.4-1.7	0.3-0.8	0.35	6-10	164	Sandstone	1 450	98.6
Danzitai	China	61.8	I/W/P	1999	1.35	1.35	0.4	0.4	4	35.8	CR - sandstone, mudstone	630	11.5
Dashuigou	China	76	P/I	2004	1.4	1.4	-	-	-	-	CR	750	3.1
Dchar El Oued	Morocco	101	I/P	(2001)	1.4	2.1	0.3+0.003 H	0.3	4-5	-	Quartzites Psammites	2 000	740
Dhauliganga	India	50	P	(2003)	-	-	-	-	Diaphragm	-	Gneiss	-	-
Diguillin	Chile	92	I	UD	1.5	1.6	0.3+0.002 H	0.3-0.35	5	42	Gravels	2 050	80
Dim	Turkey	135	I/P/W	(2001)	1.4	1.5	0.3+0.0035 H	0.4	13	51	Schist	4 093	250
Dix River	USA	84	P	1925	1-1.2	1.4	-	0.5	Trench	-	DR - limestone	252	220
Donbog	R. Korea	45	W	1985	1.5	1.5	0.3+0.008 H	0.5	5-3	7	Andesite	420	100
Dongjin	China	89	W/P/I	1995	1.4	1.3	0.3+0.0023 H	0.4	4-8	28	Sandstone	1 760	800
Douling	China	89	P/I/W/F	2001	1.4	1.6	-	-	-	32	Limestone, phyllite	2 240	485
Douyan	China	53	P	1995	1.4	1.6	0.3	h 0.34, v 0.52	4-5	18.7	CR - granite	520	98
Duqiang	China	89	I/P/W	2005	1.3	1.3	0.3-0.5	0.3-0.4	3-5	18	Tuff	950	15
El Bato	Chile	55	I	U/C	1.5	1.6	0.34-0.45	-	3-5	52	Gravel P. wall	2 380	25
El Cajon	Mexico	189	P	UC	1.5	1.4	0.3+0.003 H	0.4	-	99	Ignimbrite	12 000	1 604

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe de la masque (m)	Aire du masque du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
El Tejo	Espagne	40	I/P/W	1974	1,4	1,3	0,25	0,25	Galerie	9	Calcaire	210	1,2
Fades	France	70	P	1967	1,3	1,3	0,35 + 0,0042 H	0,5	4	17	Granite	-	-
Fantanele	Roumanie	92	P/F	1978	1,3	1,3	0,3 + 0,007 H	0,5	Galerie	34,2	Granite	2 320	225
Fenes	Roumanie	40	W/F	UD	1,6	1,5	-	-	Tranchée	5	Granite	245	6,5
Fengning	Chine	39	P	2001	2,0	1,7	-	-	-	-	Gravier sablonneux	570	72
Fortuna	Panama	65	P	1982	1,3	1,4	0,41 + 0,003 H	0,5	4	22	Andésite	-	-
Fortuna (rehaussement)	Panama	105	P	1994	1,3	1,4	Béton projeté 0,30	0,25	4	-	Andésite	-	-
Foz do Areia	Bésil	160	P	1980	1,4	1,4	0,3 + 0,00357 H	0,4	4 à 7,5	139	Basalte	14 000	6 100
Francis Creek	Australie	-	I	1997	1,3	1,3	-	0,3	3 à 5	-	-	-	-
Gandes	France	44	-	1967	1,6	1,3	-	-	-	-	-	-	-
Gangkouwan	Chine	70	F/P/I	1999	1,4	1,4	-	-	4,5	18,3	Grès quartzeux	1 020	958
Gaotang	Chine	110,7	P	1999	1,4	1,36	-	0,4 à 0,5	8	26,4	Granite	1 950	96
Glennies Creek	Australie	67	W/I	1983	1,3	1,3	0,3	0,43	3 à 4	25	Tuf soudé	947	284
Gojob	Éthiopie	130	P	UD	1,3	1,5	0,3 + 0,003 H	0,4	-	-	Calcaire	-	-
Gollilas	Colombie	125	W/P	1978	1,6	1,6	0,3 + 0,0037 H	0,4	3,0	14,3	Gravier	1,3	252
Gongboixia	Chine	130	P	2007	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 8	46	Gravier de granite	4 550	550
Gördes	Turquie	95	I/W	(2001)	1,4	1,5	0,35 + 0,003 H	0,4	9	61	Calcaire	4 700	450

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
El Tejo	Spain	40	I/P/W	1974	1.4	1.3	0.25	0.25	Gallery	9	limestone	210	1.2
Fades	France	70	P	1967	1.3	1.3	0.35+0.0042H	0.5	4	17	Granite,	-	-
Fantanele	Romania	92	P/F	1978	1.3	1.3	0.3+0.007H	0.5	Gallery	34.2	Granite,	2 320	225
Fenes	Romania	40	W/F	UD	1.6	1.5	-	-	Trench	5	granite	245	6.5
Fengning	China	39	P	2001	2.0	1.7	-	-	-	-	Sandy-gravel	570	72
Fortuna	Panama	65	P	1982	1.3	1.4	0.41+0.003H	0.5	4	22	Andesite	-	-
Fortuna (raised)	Panama	105	P	1994	1.3	1.4	0.30 shotcrete	0.25	4	-	Andesite	-	-
Foz do Areia	Brazil	160	P	1980	1.4	1.4	0.3+0.00357H	0.4	4-7.5	139	Basalt	14 000	6 100
Francis Creek	Australia	-	I	1997	1.3	1.3	-	0.3	3-5	-	-	-	-
Gandes	France	44	-	1967	1.6	1.3	-	-	-	-	-	-	-
Gangkouwan	China	70	F/P/I	1999	1.4	1.4	-	-	4.5	18.3	Quartzsand st.	1 020	958
Gaotang	China	110.7	P	1999	1.4	1.36	-	0.4-0.5	8	26.4	Granite	1 950	96
Glennies Creek	Australia	67	W/I	1983	1.3	1.3	0.3	0.43	3-4	25	Welded tuff	947	284
Gojeb	Ethiopia	130	P	UD	1.3	1.5	0.3+0.003H	0.4	-	-	Limestone	-	-
Gollilas	Colombia	125	W/P	1978	1.6	1.6	0.3+0.0037H	0.4	3.0	14.3	Gravels	1.3	252
Gongboixia	China	130	P	2007	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4	4-8	46	Granite gravels	4 550	550
Gördes	Turkey	95	I/W	(2001)	1.4	1.5	0.35+0.003H	0.4	9	61	Limestone	4 700	450

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'encrochement	Volume d'encrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Gouhou	Chine	70	W/I	1989	1,6	1,55	0,3 + 0,004 H	0,35 h; 0,5 v	4 à 5	22	Gravier sablonneux	890	3
Guadalcaçin	Espagne	78	-	1988	1,5	1,5	-	-	-	-	-	1 098	800
Guaigun	République dominicaine	75	W	2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Guamenshan	Chine	59	W/F/I/P	1988	1,4	1,3	0,3 + 0,003 H	0,38	3 à 5	8,2	Andésite	440	81
Guangzhou (supérieur)	Chine	68	P	1992	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	3 à 6	17,7	CR - granite	900	17
Gudongkou	Chine	120	I/F/P	2000	1,4	1,5	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	4,5 à 10	5,5 à 9,5	Gravier de calcaire	1 900	138
Haichaoba	Chine	57	I	1996	1,4	1,3 à 1,4	0,35	0,4 h; 0,5 v	4 à 5	12,8	Gravier de gneiss	480	7,4
Heiquan	Chine	124	W/I/P	2000	1,55	1,4	0,3 + 0,0035 H	0,3 h; 0,4 v	4 à 7	79	CR - Tuffo-lave	5 500	182
Hengshan (rehaussement)	Chine	70	W/I/P	1992	1,4	1,3	0,3	0,4	4,4	10,35	Calcaire	1 090	112
Hongjiadu	Chine	182	P	2007	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	6 à 10	76	CR - calcaire	10 000	4 590
Hongzhuhe	Chine	52	I	1997	-	-	-	-	-	-	CR - calcaire	220	-
Houay Ho	Laos	85	P	1996	1,4	1,5	0,3	0,52	4 à 9	22	Grès	1 250	595
Huallaga	Pérou	140	P/F	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Huanghiao	Chine	40	P/F	-	1,4	1,4	0,25	0,35	3	2	Tuf	-	-
Huashan	Chine	80,8	P	1993	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	3 à 6	13,03	CR - granite	700	63

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Gouhou	China	70	W/I	1989	1.6	1.55	0.3+0.004 H	h 0.35,v 0.5	4-5	22	Sandy-gravel	890	3
Guadalcacin	Spain	78	-	1988	1.5	1.5	-	-	-	-	-	1 098	800
Guaigun	Dominican Republic	75	W	2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Guamenshan	China	59	W/F/I/P	1988	1.4	1.3	0.3+0.003 H	0.38	3-5	8.2	Andesite	440	81
Guangzhou (upper)	China	68	P	1992	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	3-6	17.7	cr-granite	900	17
Gudongkou	China	120	I/F/P	2000	1.4	1.5	0.3+0.003 H	h 0.4,v 0.5	4.5-10	5.5-9.5	Gravel limestone	1 900	138
Haichaoba	China	57	I	1996	1.4	1.3-1.4	0.35	h 0.4,v 0.5	4-5	12.8	Gravel gneiss	480	7.4
Heiquan	China	124	W/I/P	2000	1.55	1.4	0.3+0.0035 H	h 0.3,v 0.4	4-7	79	Cr-tuff lava	5 500	182
Hengshan (raised)	China	70	W/I/P	1992	1.4	1.3	0.3	0.4	4.4	10.35	Limestone	1 090	112
Hongjiadu	China	182	P	2007	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	6-10	76	Cr-limestone	10 000	4 590
Hongzhuhe	China	52	I	1997	-	-	-	-	-	-	Cr-limestone	220	-
Houay Ho	Laos	85	P	1996	1.4	1.5	0.3	0.52	4-9	22	Sandstone	1 250	595
Huallaga	Peru	140	P/F	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Huangliao	China	40	P/F	-	1.4	1.4	0.25	0.35	3	2	Tuff	-	-
Huashan	China	80.8	P	1993	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.4,v 0.5	3-6	13.03	Cr-granite	700	63

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Ibag-Eder	Espagne	65	W	1991	-	-	-	-	-	-	-	750	11,3
Ibba Yeder	Espagne	66	-	UD	1,35	1,5	-	-	-	-	-	-	-
Ikizdere	Turquie	108	I/W	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Illapel	Chili	55	I	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ishibuchi	Japon	53	-	1953	1,2	1,4	-	-	-	12	DR - dacite	-	-
Ita	Brésil	125	P	1999	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,3 h; 0,4 v	IS 4 à 6	110	Basalte	9 300	5 100
Itapebi	Brésil	120	P	2003	1,25	1,3	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	IS 4 à 6	59	Gneiss, micaschiste	4 100	1 650
Jiemian	Chine	126	P/I/F	UD	-	-	-	-	-	58	Grès	3 420	1 058
Jilingtai	Chine	152	P	2007	1,5	1,5	0,3 + 0,003 H	0,5 h; 0,4 v	6 à 10	127	Tuf	9 200	24,4
Jishixia	Chine	100	P	UD	1,5	1,55	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	4; 6; 7,4	-	Gravier, ballast	2 880	264
Kaeng Krung	Thaïlande	110	P/I	Proposé	1,3	1,3 à 1,5	0,3	-	-	-	-	-	-
Kalangguer	Chine	61,5	P/F/W/I	2002	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	5 à 6	35,5	CG/CR - gravier d'andésite	1 200	39
Kaliwa	Philippines	100	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Kangaroo Creek	Australie	59	W/F	1968	1,3	1,4	0,3 + 0,005 H	0,5	3,7	8	Schiste	355	19
Kannaviou	Chypre	75	I	UC	1,4	1,8	0,3 + 0,002 H	0,4	IS 3 à 12	-	-	1 900	18
Karahjukar	Islande	190	P	UD	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,3 h; 0,4 v	4	-	Basalte	9 600	2 100
Karaoun	Liban	66	-	1963	1,3	1,1	-	-	-	-	-	-	-

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Ibag-Eder	Spain	65	W	1991	-	-	-	-	-	-	-	750	11.3
Ibba Yeder	Spain	66	-	UD	1.35	1.5	-	-	-	-	-	-	-
Ikizdere	Turkey	108	I/W	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Illapel	Chile	55	I	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ishibuchi	Japan	53	-	1953	1.2	1.4	-	-	-	12	Dr - Dacite	-	-
Ita	Brazil	125	P	1999	1.3	1.3	0.3+0.002 H	h 0.3,v 0.4	IS 4-6	110	Basalt	9 300	5 100
Itapebi	Brazil	120	P	2003	1.25	1.3	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.4	IS 4-6	59	Gneiss-micaschist	4 100	1 650
Jiemian	China	126	P/I/F	UD	-	-	-	-	-	58	Sandstone	3 420	1 058
Jilingtai	China	152	P	2007	1.5	1.5	0.3+0.003 H	h 0.5,v 0.4	6-10	127	Tuff	9 200	24.4
Jishixia	China	100	P	UD	1.5	1.55	0.3+0.003 H	h 0.4,v 0.5	4,6,7,4	-	Gravel-ballast	2 880	264
Kaeng Krung	Thailand	110	P/I	Proposed	1.3	1.3-1.5	0.3	-	-	-	-	-	-
Kalanguer	China	61.5	P/F/W/I	2002	1.5	1.4	0.3+0.003 H	h 0.4,v 0.5	5-6	35.5	Cg/cr gravel andesite	1 200	39
Kaliwa	Philippines	100	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Kangaroo Creek	Australia	59	W/F	1968	1.3	1.4	0.3+0.005 H	0.5	3.7	8	Schist	355	19
Kannaviou	Cyprus	75	I	UC	1.4	1.8	0.3+0.002 H	0.4	IS 3-12	-	-	1 900	18
Karahjukar	Iceland	190	P	UD	1.3	1.3	0.3+0.002 H	h 0.3,v 0.4	4	-	Basalt	9 600	2 100
Karaoun	Lebanon	66	-	1963	1.3	1.1	-	-	-	-	-	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe de la paroi (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Kavar	Iran	60	-	UD	1,4	1,7	-	-	-	35	-	-	-
Kekeya	Chine	42	I	1986	1,2 à 2,75	1,5 à 1,75	0,3 à 0,5	-	3 (paroi étanche)	12	Gravier	440	12
Khao Laem	Thaïlande	130	P	1984	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	4,5 (galerie)	140	Calcaire	8 000	-
Koi	Inde	167	P/I	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Koman	Albanie	133	P	1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Canal Kootenay	Canada	37	-	1975	2,0	1,3	0,20	0,6	2 à 4	20	Gneiss	3 000	-
Kotmale	Sri Lanka	97	P	1985	1,4	1,45	0,3 + 0,002 H	0,65	3 à 8	60	Gneiss, charnockite	-	-
Kürtün	Turquie	133	P	(2001)	1,4	1,5	0,3 + 0,003 H	0,4	10	35	Granodiorite	3 026	108
Kwai Nai-Main	Thaïlande	95	I	(2002)	1,4	1,4	-	-	-	-	-	-	-
La Joie	Canada	67	P	1955	1,1	1,5	Béton projeté	-	Tranchée	-	DR	-	-
La Parota	Mexique	155	P	Proposé	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	-	4 à 8	170	Gravier de gneiss	12 000	6 752
La Regadera II	Colombie	90	W	(2004)	1,5	1,6	0,3 + 0,002 H	0,3 h; 0,35 v	3	-	Gravier	-	-
Laredo	Espagne	40	-	Proposé	1,3	1,5	-	-	-	-	-	-	-
Lesu	Roumanie	61	-	1973	1,3	1,3	0,3 + 0,007 H	0,5	Tranchée	5	Rhyolite	560	28
Lianghui	Chine	35	W/II/FP	1997	1,4	1,4	0,35	0,8	3,5 à 4,5 (paroi étanche)	22	Gravier	680	31
Liangjiang	Chine	55	P	1999	1,4	1,3	0,3 à 0,5	-	4	20,6	CR - granite	788	210

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Kavar	Iran	60	-	UD	1.4	1.7	-	-	-	35	-	-	-
Kekeya	China	42	I	1986	1.2-2.75	1.5-1.75	0.3-0.5	-	3 Diaphragm	12	Gravel	440	12
Khao Laem	Thailand	130	P	1984	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	4.5 (Gallery)	140	Limestone	8 000	-
Koi	India	167	P/I	U/C	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Koman	Albania	133	P	1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Kootenay Canal	Canada	37	-	1975	2.0	1.3	0.20	0.6	2-4	20	Gneiss	3 000	-
Kotmale	Sri Lanka	97	P	1985	1.4	1.45	0.3+0.002 H	0.65	3-8	60	Gneiss charnockite	-	-
Kürtün	Turkey	133	P	(2001)	1.4	1.5	0.3+0.003 H	0.4	10	35	Granodiorite	3 026	108
Kwai Nai-Main	Thailand	95	I	(2002)	1.4	1.4	-	-	-	-	-	-	-
La Joie	Canada	67	P	1955	1.1	1.5	Shotcrete	-	Trench	-	DR	-	-
La Parota	Mexico	155	P	Proposed	1.5	1.4	0.3+0.003 H	-	4-8	170	Gravel gneiss	12 000	6752
La Regadera II	Colombia	90	W	(2004)	1.5	1.6	0.3+0.002 H	h 0.3,v 0.35	3	-	Gravel	-	-
Laredo	Spain	40	-	Proposed	1.3	1.5	-	-	-	-	-	-	-
Lesu	Romania	61	-	1973	1.3	1.3	0.3+0.007 H	0.5	Trench	5	Riolite	560	28
Lianghui	China	35	W/I/F/P	1997	1.4	1.4	0.35	0.8	3.5-4.5 Diaphragm	22	Gravel	680	31
Liangjiang	China	55	P	1999	1.4	1.3	0.3-0.5	-	4	20.6	Cr-granite	788	210

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Lianhua	Chine	72	P/F/I	1997	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	4 à 6	75	Granite	4 230	4 180
Little Para	Australie	54	W	1977	1,3	1,4	0,3 + 0,0029 H	0,5	4	10	Schiste, dolomite	265	21
Longxi	Chine	58,9	I/F/P	1990	1,3	1,3	0,4	0,3 h; 0,5 v	3 à 5	7,07	CR - Tufo-lave	300	26
Los Campitos	Espagne	54	-	1974	1,35	1,4	0,3	0,4	-	28	Basalte	576	3
Los Caracoles	Argentine	131	P/I	UC	1,5	1,7	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	Paroi étanche, 4,0 IS	-	Gravier	9 000	-
Los Molles	Argentine	46	I	UD	1,5	1,5	0,3 + 0,003 H	-	6	12	Gravier	730	20
Lower Bear N°1	É.-U.	71	P	1952	1,3	1,4	0,3 + 0,0067 H	0,5	Tranchée	6	DR - Gravier	1 002	6,4
Lower Bear N°2	É.-U.	50	P	1952	1	1,4	0,3 + 0,0067 H	0,5	Tranchée	3	DR - granite	-	-
Lungga	Îles Salomon	-	-	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Luochun	Chine	57,5	I	1990	1,2	1,2 à 1,4	0,3	0,4 h; 0,5 v	5 à 6	12,15	DR - grès	640	21
Lyeil	Australie	46	W	1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Machadinho	Brésil	125	P	2002	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	IS 3 à 6	93	Basalte	6 800	-
Mackintosh	Australie	75	P	1981	1,3	1,3	0,25	0,7	3,0 à 3,86	27	Grauwacke	850	949
Madan	Bulgarie	91,5	P	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Lianhua	China	72	P/F/I	1997	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.4,v 0.5	4-6	75	Granite	4 230	4 180
Little Para	Australia	54	W	1977	1.3	1.4	0.3+0.0029 H	0.5	4	10	Shale dolomite	265	21
Longxi	China	58.9	I/F/P	1990	1.3	1.3	0.4	h 0.3,v 0.5	3-5	7.07	Cr-tuff lava	300	26
Los Campitos	Spain	54	-	1974	1.35	1.4	0.3	0.4	-	28	Basalt	576	3
Los Caracoles	Argentina	131	P/I	UC	1.5	1.7	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.4	Diaphragm 4.0 IS	-	Gravels	9 000	-
Los Molles	Argentina	46	I	UD	1.5	1.5	0.3+0.003 H	-	6	12	Gravels	730	20
Lower Bear N° 1	USA	71	P	1952	1.3	1.4	0.3+0.0067 H	0.5	Trench	6	DR-Gravels	1 002	6.4
Lower Bear N° 2	USA	50	P	1952	1	1.4	0.3+0.0067 H	0.5	Trench	3	DR Granite	-	-
Lungga	Solomon Islands	-	-	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Luochun	China	57.5	I	1990	1.2	1.2-1.4	0.3	h 0.4,v 0.5	5-6	12.15	Dr sandstone	640	21
Lyell	Australia	46	W	1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Machadinho	Brazil	125	P	2002	1.3	1.3	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.4	IS 3-6	93	Basalt	6 800	-
Mackintosh	Australia	75	P	1981	1.3	1.3	0.25	0.7	3.0-3.86	27	Greywacke	850	949
Madan	Bulgaria	91.5	P	U/C	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Malpaso	Pérou	78	-	1936	0,5	1,33	-	-	Tranchée	-	DR mis en place	-	-
Mangrove Creek	Australie	80	W	1981	1,5	1,6	0,375 + 0,003 H	0,35	3; 4; 5	29	Roche silteuse	1 340	170
Mangrove Creek (rehaussement)	Australie	105	W	Proposé	1,5	1,6	0,3 + 0,003 H	0,35	3; 4; 5	34	Roche silteuse	-	-
Marmoris	Turquie	80	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mashagou	Chine	81	W	2003	1,4	1,5	0,3 à 0,57	-	8,5	16	CR - grès	700	6,7
Matuola	Chine	36	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mazar	Équateur	185	P	2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
M'Dez	Maroc	97	I/P	Proposé	1,8	1,6	0,3 + 0,003 H	0,3	3 à 5	40	Gravier	1 900	600
Meixi	Chine	38	I	1997	1,4	1,3	0,35	0,4	Paroi étanche	37	Tuff	1 200	265
Merowe (Nil)	Soudan	60	I/P	2009	1,3	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h; 0,4 v	4 à 15	-	Granite	-	-
Messochora	Grèce	135	P/I	1995	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	3 à 7,5	51	Calcaire	-	650
Milyang	République de Corée	89	W/F/P/I	2001	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,45	5 à 8	54	Andésite	3 763	73,6
Mironi	Pakistan	127	I	2005	1,5	1,6	-	-	-	-	Gravier	-	-
Mirza-Ya-Shirazi	Iran	65	I	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mohale	Lesotho	145	I/P	2002	1,4	1,4	0,3 + 0,0035 H	0,4	IS 3+H/15	87	Basalte	7 400	938

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Malpaso	Peru	78	-	1936	0.5	1.33	-	-	Trench	-	Placed DR	-	-
Mangrove Creek	Australia	80	W	1981	1.5	1.6	0.375+0.003 H	0.35	3,4,5	29	Siltstone	1 340	170
Mangrove Creek (raised)	Australia	105	W	Proposed	1.5	1.6	0.3+0.003 H	0.35	3,4,5	34	Siltstone	-	-
Marmoris	Turkey	80	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mashagou	China	81	W	2003	1.4	1.5	0.3-0.57	-	8.5	16	Cr-Sandstone	700	6.7
Matuola	China	36	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mazar	Ecuador	185	P	2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
M'Dez	Morocco	97	I/P	Proposed	1.8	1.6	0.3+0.003 H	0.3	3-5	40	Gravel	1 900	600
Meixi	China	38	I	1997	1.4	1.3	0.35	0.4	Diaphragm	37	Tuff	1 200	265
Merowe (Nile)	Sudan	60	I/P	2009	1.3	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	4-15	-	Granite	-	-
Messochora	Greece	135	P/I	1995	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	3-7.5	51	limestone	-	650
Milyang	R.Korea	89	W/F/P/I	2001	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.45	5-8	54	Andesite	3 763	73.6
Mironi	Pakistan	127	I	2005	1.5	1.6	-	-	-	-	Gravel	-	-
Mirza-Ya-Shirazi	Iran	65	I	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mohale	Lesotho	145	I/P	2002	1.4	1.4	0.3+0.0035 H	0.4	IS 3+H/15	87	Basalt	7 400	938

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe de la masque (m)	Aire du masque du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Mohammed BAK	Maroc	40	W/I	1981	1,9	2,2	0,3	0,4	Paroi étanche	23	Gravier de basalte	650	36
Monjolinho	Brésil	74	P	2006	1,25	1,3	0,30 + 0,002 H	0,40 à 0,50	4	-	Basalte	1 800	150
Morena	É.-U.	54	W	1895	0,5 à 0,9	1,3	0,23 + 0,003 H	0,5	Tranchée	-	DR - granite	256	61
Morro de Arica	Pérou	220	P	UD	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	3; 5; 10	38	Grès, quartzite	5 100	-
Motuola	Chine	36	-	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mukorsi	Zimbabwe	90	I	(2002)	1,3	1,3	0,4	0,5	4+H/30	22,3	Gneiss	2 440	1 802
Mulagua	Espagne	56	I	1981	1,3	1,3	-	-	-	9	-	212	-
Murchison	Australie	89	P	1982	1,3	1,3	0,3	0,65	3 à 4,6	16	Rhyolite	905	97
Murum	Malaisie	141	P	Proposé	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,35	3 à 15	74	Grauwacke	6 600	12 043
Nam Khek	Thaïlande	125	P/I	Proposé	1,4	1,5	-	0,4	4 à 7	59	Conglomérat	-	-
Nam Ngum 3	Laos	220	P	(2005)	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h; 0,4 v	4 à 11	5	Grès	-	-
Nangang	République de Corée	34	W/R/P/I	1999	1,5	1,5	0,35	0,5	5	41,8	Gneiss	1 280	309
Nanche	Chine	64	I/P/F	1996	1,4	1,4	0,3 à 0,45	0,425	3,5 à 5,5	12,4	CR - grès	460	153
Narmashir	Iran	115	I	2008	1,5	1,8	-	0,4	4 à 7,5	58	Gravier de basalte	6 000	180
Neveri Turimiquire	Venezuela	115	W	1981	1,4	1,5	0,3 + 0,002 H	0,5	3,5h; 7,50 v	53	Calcaire	-	-
New Exchequer	É.-U.	150	P/W/I	1966	1,4	1,4	0,3 + 0,0067 H	0,5	3 à 4	-	DR-CR	3 952	1 265

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Mohammed BAK	Moroco	40	W/I	1981	1.9	2.2	0.3	0.4	Diaphragm	23	Basalt gravel	650	36
Monjolinho	Brazil	74	P	2006	1.25	1.3	0.30+0.002 H	0.40-0.50	4	-	Basalt	1 800	150
Morena	USA	54	W	1895	0.5-0.9	1.3	0.23+0.003 H	0.5	Trench	-	DR Granite	256	61
Morro de Arica	Peru	220	P	UD	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	3.5,10	38	Sandstone quartzite	5 100	-
Motuola	China	36	-	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mukorsi	Zimbabwe	90	I	(2002)	1.3	1.3	0.4	0.5	4+H/30	22.3	Gneiss	2 440	1 802
Mulagua	Spain	56	I	1981	1.3	1.3	-	-	-	9	-	212	-
Murchison	Australia	89	P	1982	1.3	1.3	0.3	0.65	3-4.6	16	Riolite	905	97
Murum	Malaysia	141	P	Proposed	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.35	3-15	74	Greywacke	6 600	12 043
Nam Khek	Thailand	125	P/I	Proposed	1.4	1.5	-	0.4	4-7	59	Conglomerate	-	-
Nam Ngum 3	Laos	220	P	(2005)	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	4-11	5	sandstone	-	-
Namgang	R.Korea	34	W/R/P/I	1999	1.5	1.5	0.35	0.5	5	41.8	Gneiss	1 280	309
Nanche	China	64	I/P/F	1996	1.4	1.4	0.3-0.45	0.425	3.5-5.5	12.4	Cr-Sandstone	460	153
Narmashir	Iran	115	I	2008	1.5	1.8	-	0.4	4-7.5	58	Basalt Gravel	6 000	180
Neveri	Venezuela	115	W	1981	1.4	1.5	0.3+0.002 H	0.5	h 3.5,v 7.50	53	limestone	-	-
New Exchequer	USA	150	P/W/I	1966	1.4	1.4	0.3+0.0067 H	0.5	3-4	-	DR - Et - Cr	3 952	1265

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Nogoli	Argentine	60	W/I	UC	-	-	-	-	Paroi étanche	-	-	-	-
Oasa	Roumanie	91	-	1979	1,3	1,6	0,6	0,5	Galerie	24	Schiste	1 600	136
Odeleite	Portugal	61	W/I	1988	1,4	1,4	0,5 + 0,005 H	0,5	-	-	Schiste, grauwacke	1 000	130
Outardes N°2	Canada	55	P	1978	1,4	1,4	0,3	0,45	3,05	8	Gneiss	-	-
Peace	Corée du Sud	80	F	1980	-	-	Béton projeté	-	-	-	-	-	-
Peace (rehaussement)	Corée du Sud	105	F	UC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pai Queré	Brésil	150	P	2008	1,3	1,4	0,30 + 0,002H 0,005 H	0,4 à 0,5	-	IS 4 à 8	Basalte	7	2 600
Pankou	Chine	123	P	UD	1,4	1,5	0,3 + 0,0038H	0,5	4 à 7,5	46	Calcaire	3 460	2 460
Panshitou	Chine	101	W/F/I/P	2005	1,4	1,5	0,3 à 0,5	0,3 h; 0,4 v	-	75	Grès, schiste	5 290	679
Paradela	Portugal	112	P	1955	1,3	1,3	0,3 + 0,00735H	0,5	Tranchée	55	DR - granite	2 700	165
Pecineagu	Roumanie	105	W/P/I	1984	1,7	1,7	0,35 + 0,0065H	0,4	Galerie	30	Quartzite	2 400	69
Pichi Picun Leufu	Argentine	50	P	1995	1,5	1,5	0,35	0,3 h; 0,35 v	4	-	Gravier	1 370	-
Piedras	Espagne	40	W/F	1967	1,3	1,3	0,25	0,5	4	16,5	Grès	380	60
Pindari (rehaussement)	Australie	83	I/F/W	1994	1,3	1,3	0,3	0,3	4	-	Rhyolite	2 695	312
Pingtan	Chine	55	I/W	1998	1,3	1,3	0,35	-	-	-	-	390	11
Pinzanes	Mexique	67	P	1956	1,2	1,5	-	-	Tranchée	-	Gestion des résidus	3,08	4

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Nogoli	Argentina	60	W/I	UC	-	-	-	-	Diaphragm	-	-	-	-
Oasa	Romania	91	-	1979	1.3	1.6	0.6	0.5	Gallery	24	Schist	1 600	136
Odelete	Portugal	61	W/I	1988	1.4	1.4	0.5+0.005 H	0.5	-	-	Schist-Greywacke	1 000	130
Outardes N°2	Canada	55	P	1978	1.4	1.4	0.3	0.45	3.05	8	Gneiss	-	-
Peace	S. Korea	80	F	1980	-	-	shotcrete	-	-	-	-	-	-
Peace raise	S. Korea	105	F	U/C	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pai Querê	Brazil	150	P	2008	1.3	1.4	0.30+0.002 H 0.005 H	0.4-0.5	-	IS 4-8	Basalt	7	2 600
Pankou	China	123	P	UD	1.4	1.5	0.3+0.0038 H	0.5	4-7.5	46	Limestone	3 460	2 460
Panshitou	China	101	W/F/I/P	2005	1.4	1.5	0.3-0.5	h 0.3,v 0.4	-	75	Sandstone-Shale	5 290	679
Paradela	Portugal	112	P	1955	1.3	1.3	0.3+0.00735 H	0.5	Trench	55	DR-Granite	2 700	165
Pecineagu	Romania	105	W/P/I	1984	1.7	1.7	0.35+0.0065 H	0.4	Gallery	30	Quartzite	2 400	69
Pichi Picun Leufu	Argentina	50	P	1995	1.5	1.5	0.35	h 0.3,v 0.35	4	-	Gravels	1 370	-
Piedras	Spain	40	W/F	1967	1.3	1.3	0.25	0.5	4	16.5	Sandstone	380	60
Pindari (raised)	Australia	83	I/F/W	1994	1.3	1.3	0.3	0.3	4	-	Ryolite	2 695	312
Pingtán	China	55	I/W	1998	1.3	1.3	0.35	-	-	-	-	390	11
Pinzanes	Mexico	67	P	1956	1.2	1.5	-	-	Trench	-	Tailings	3.08	4

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Pipay-Guazu 2	Argentine	73	-	Proposé	1,3	1,3	0,3 + 0,004 H	-	-	-	-	-	-
Poneasca	Roumanie	52	W/P	UD	1,3	1,4	0,3 + 0,001 H	0,5	2,5	5,2	Calcaire	1 000	8
Porce III	Colombie	145	P										
Potrillos	Argentine	116	P	(2004)	1,5	1,8	-	-	-	-	-	6 400	-
Poyibuxie	Chine	35	-	1997	-	-	-	-	-	-	Gravier sablonneux	200	4
Puclaro	Chili	83	I	2000	1,5	1,6	0,3 à 0,45	0,3	3 à 4	68	Gravier paroi moulée	4 800	200
Pumilla	Chili	136	I/H/R	UD	1,5	1,6	0,3 à 0,66	0,3 à 0,4	4 à 7	84	Gravier	6 320	600
P.del viento	Chili	105	I	UD	1,5	1,6	0,3 à 0,55	-	-	48	Gravier	3 060	85
Punta Negra	Argentine	86	I/P	(2004)	1,65	1,4	0,3 + 0,002 H	-	4 à 6 IS (paroi étanche)	-	Gravier	7 300	-
Pyonghwa	République de Corée	80	F	1988	1,5	1,5	0,7 à 1,0	0,5	8,5 à 11,5	45,3	Gneiss	2 737	5,9
Qiezishan	Chine	104,5	I/P	1999	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h; 0,4 v	5 à 7	26,4	CR - granite	1 400	121
Qinshan	Chine	122	I/P	2000	1,4	1,35	0,3 + 0,003 H	0,5	5; 6; 8	42	CR - tuf	3 100	265
Quebra-Queixo	Brésil	75	P	2003	1,25	1,3	0,3 + 0,002 H	0,4 à 0,5	4 à 5	49	Basalte	2 200	137
Quimbo	Colombie	150	P	Proposé	1,5	1,6	-	-	4 à 10	-	Gravier	7 130	-
Rama	Bosnie-Herzégovine	110	-	1967	1,3	1,3	-	-	-	-	-	1 340	487
Rastolrita	Roumanie	105	P/W	1997	1,5	1,5	0,3 + 0,003 H	0,5	4 à 6	30	Andésite	3 100	43

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Pipay-Guazu 2	Argentina	73	-	Proposed	1.3	1.3	0.3+0.004 H	-	-	-	-	-	-
Poneasca	Romania	52	W/P	UD	1.3	1.4	0.3+0.001 H	0.5	2.5	5.2	Limestone	1 000	8
Porce III	Colombia	145	P								-		
Potrillo	Argentina	116	P	(2004)	1.5	1.8	-	-	-	-	-	6 400	-
Poyibuxie	China	35	-	1997	-	-	-	-	-	-	Sandy-Gravel	200	4
Puclaro	Chile	83	I	2000	1.5	1.6	0.3-0.45	0.3	3-4	68	Gravels panel wall	4 800	200
Pumilla	Chile	136	IHR	U/D	1.5	1.6	0.3-0.66	0.3-0.4	4-7	84	Gravel	6 320	600
P.del viento	Chile	105	I	U/D	1.5	1.6	0.3-0.55	-	-	48	Gravel	3 060	85
Punta Negra	Argentina	86	I/P	(2004)	1.65	1.4	0.3+0.002 H	-	4-6 IS Diaphragm	-	Gravel	7 300	-
Pyonghwa	R. Korea	80	F	1988	1.5	1.5	0.7-1.0	0.5	8.5-11.5	45.3	Gneiss	2 737	5.9
Qiezhishan	China	104.5	I/P	1999	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	5-7	26.4	CR-granite	1 400	121
Qinshan	China	122	I/P	2000	1.4	1.35	0.3+0.003 H	0.5	5,6,8	42	CR-tuff	3 100	265
Quebra-Queixo	Brazil	75	P	2003	1.25	1.3	0.3+0.002 H	0.4-0.5	4-5	49	Basalt	2 200	137
Quimbo	Colombia	150	P	Proposed	1.5	1.6	-	-	4-10	-	Gravel	7 130	-
Rama	Bosnia Herzegovina	110	-	1967	1.3	1.3	-	-	-	-	-	1 340	487
Rastolrita	Romania	105	P/W	1997	1.5	1.5	0.3+0.003 H	0.5	4-6	30	Andesita	3 100	43

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe de la masque (m)	Aire du masque du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Reece (Lower Pieman)	Australie	122	P	1986	1,3	1,3 à 1,5	0,3 à 0,001 H	0,65	3 à 9	37,8	Dolérite	2 700	6 411
Roseau	-	40	W	1995	1,3	1,5	0,3	0,33	3,3	6,8	Andésite	-	-
Rouchain	France	60	-	1976	1,4	1,4	0,35 + 0,0042 H	0,5	4	16	Granite	-	-
Rubiales	Roumanie	43	-	1977	1,4	1,4	-	-	-	-	Péridotite	-	-
Ruiqiang 2	Chine	89	I/F/P	2005	1,3	1,3	0,3 à 0,5	0,3 h; 0,4 v	3 à 5	18,1	CR - tuffo-lave	950	15
Runcv	Roumanie	90	W/P	1999	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,45	4	26,2	Granite	1 900	26
Salt Springs	É.-U.	100	P/W	1931	1,1 à 1,4	1,4	0,3 + 0,0067 H	0,5	Tranchée	11	DR - granite	2 294	171
Salvajina	Colombie	148	P/W	1983	1,5	1,4	0,3 + 0,0031 H	0,4	4 à 8	57,5	Résidus de dragage, grauwacke	4 100	906
San Anton	Espagne	68	-	1983	1,35	1,35	-	-	-	-	-	434	12
San Ildefonso	Mexique	62	I/F	1942	1,4	1,4	-	-	Tranchée	-	Basalte	3,70	63
San Marcos	Espagne	33	-	1998	1,4	1,4	0,3	0,4	2	5	Granite	434	12
Sanbanxi	Chine	179	P	2008	1,4	1,4	0,3 + 0,0035 H	0,4	6 à 12	94	Grès	994	41,7
Sanchaxi	Chine	88,8	-	1999	-	-	-	-	-	13,8	CR	771	47
Sancheng 1	République de Corée	65	P	2002	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,48 v	4 à 7	31,7	Granite	2 163	63
Sancheng 2	République de Corée	90	P	2002	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,48 v	4 à 7	23	Gneiss	1 690	7,1
Sanguozhuang	Chine	62,8	I/P/F	2000	-	-	-	-	-	20	CR - basalte	800	15,4

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Reece (Lower Pieman)	Australia	122	P	1986	1.3	1.3-1.5	0.3-0.001 H	0.65	3-9	37.8	Dolerite	2 700	6 411
Roseau	-	40	W	1995	1.3	1.5	0.3	0.33	3.3	6.8	Andesita	-	-
Rouchain	France	60	-	1976	1.4	1.4	0.35+0.0042 H	0.5	4	16	Granite	-	-
Rubiales	Romania	43	-	1977	1.4	1.4	-	-	-	-	Peridotite	-	-
Ruiqiang 2	China	89	I/F/P	2005	1.3	1.3	0.3-0.5	h 0.3,v 0.4	3-5	18.1	CR-tuff lava	950	15
Runcv	Romania	90	W/P	1999	1.4	1.4	0.3+0.002 H	0.45	4	26.2	Granite	1 900	26
Salt Springs	USA	100	P/W	1931	1.1-1.4	1.4	0.3+0.0067 H	0.5	Trench	11	DR-granite	2 294	171
Salvajina	Colombia	148	P/W	1983	1.5	1.4	0.3+0.0031 H	0.4	4-8	57.5	Dredger tailings, greywacke	4 100	906
San Anton	Spain	68	-	1983	1.35	1.35	-	-	-	-	-	434	12
San Ildefonso	Mexico	62	I/F	1942	1.4	1.4	-	-	Trench	-	Basalt	3.70	63
San Marcos	Spain	33	-	1998	1.4	1.4	0.3	0.4	2	5	Granite	434	12
Sanbanxi	China	179	P	2008	1.4	1.4	0.3+0.0035 H	0.4	6-12	94	Sandstone	994	41.70
Sanchaxi	China	88.8	-	1999	-	-	-	-	-	13.8	CR	771	47
Sancheng 1	Korea (Rep of)	65	P	2002	1.4	1.4	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.48	4-7	31.7	Granite	2 163	63
Sancheng 2	Korea (Rep of)	90	P	2002	1.4	1.4	0.3+0.002 H	h 0.35,v 0.48	4-7	23	Gneiss	1 690	7.1
Sanguozhuang	China	62.8	I/P/F	2000	-	-	-	-	-	20	CR-basalt	800	15.4

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Santa Juana	Chili	113	I	1995	1,5	1,6	0,3 + 0,002 H	0,3	3 à 5	39	Gravier paroi moulée	2 700	160
Santa Rita	Brésil	85	P	UD	1,3	1,3	-	-	-	-	-	-	-
Segredo	Brésil	145	P	1992	1,3	1,2 à 1,4	0,3 + 0,0035 H	0,3; 0,4	4 à 6,5	86	Basalte	7 200	3 000
Shakaoukane	Maroc	63	I	1999	1,6	1,6	-	-	Paroi étanche	-	-	1 800	50
Shankou	Chine	39	P/I	1996	1,4	1,4	0,3	0,4	3	9	Tuf	650	46
Shanxi	Chine	131	P	2001	1,6	1,5	0,3 + 0,003 H	0,4	6 à 10	61	Rhyolite, gravier	5 000	1 922
Shapulong	Chine	64,7	P	2001	1,3	1,3	0,4	-	4 à 5	7	Tuffo-lave, calcaire	450	8,5
Shedong	Chine	50	P/I	UC	-	-	-	-	-	-	CR	-	8
Shewang	Chine	36	P/I/F	1994	1,3	1,3	0,15 - béton projeté	-	4	7	Tuf	120	3
Shiroto	Nigeria	130	P	1984	1,3	1,3	0,3 + 0,003 H	0,4	6	50	Granite	3 900	7 000
Shisanling (supérieur)	Chine	75	P	1994	1,5	1,7	0,3	0,5 h; 0,6 v	-	32	CR - calcaire, andésite	2 700	4
Shuanggou	Chine	110	P	UD	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3h; 0,4 v	3,5 à 5,5	41	Andésite, basalte	2 580	391
Shuibuya	Chine	232	P	2009	1,4	1,46	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 10	120	Calcaire	16 700	4 700
Siah Bishe (inférieur)	Iran	130	P	UD	1,5	1,6	-	-	-	-	Calcaire, basalte	-	-

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Santa Juana	Chile	113	I	1995	1.5	1.6	0.3+0.002 H	0.3-0.3	3-5	39	Gravel, panel wall	2 700	160
Santa Rita	Brazil	85	P	UD	1.3	1.3	-	-	-	-	-	-	-
Segredo	Brazil	145	P	1992	1.3	1.2-1.4	0.3+0.0035 H	0.3,0.4	4-6.5	86	Basalt	7 200	3 000
Shakzoukane	Morocco	63	I	1999	1.6	1.6	-	-	Diaphragm	-	-	1 800	50
Shankou	China	39	P/I	1996	1.4	1.4	0.3	0.4	3	9	Tuff	650	46
Shanxi	China	131	P	2001	1.6	1.5	0.3+0.003 H	0.4	6-10	61	Rhyolite, gravel	5 000	1 922
Shapulung	China	64.7	P	2001	1.3	1.3	0.4	-	4-5	7	Lava/limestone tuff	450	8.5
Shedong	China	50	P/I	UC	-	-	-	-	-	-	CR	-	8
Shewang	China	36	P/I/F	1994	1.3	1.3	0.15- Shotcrete	-	4	7	Tuff	120	3
Shiroro	Nigeria	130	P	1984	1.3	1.3	0.3+0.003 H	0.4	6	50	Granite	3 900	7 000
Shisanling (upper)	China	75	P	1994	1.5	1.7	0.3	h 0.5,v 0.6	-	32	CR-limestone andesite	2 700	4
Shuanggou	China	110	P	UD	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	3.5-5.5	41	Andesite, basalt	2 580	391
Shuibuya	China	232	P	2009	1.4	1.46	0.3+0.003 H	0.4	4-10	120	Limestone	16 700	4 700
Siah Bishe (lower)	Iran	130	P	UD	1.5	1.6	-	-	-	-	Limestone, basalt	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'encrochement	Volume d'encrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Siah Bishe (supérieur)	Iran	100	P	UD	1,5	1,6	-	-	-	-	Dolomite	-	-
Sianjiang	Chine	103	W/F	2004	1,4	1,46	0,3 à 0,65	-	6 à 10	75	CR	2 100	89
Siang Middle	Inde	190	I/P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sierra Boyera	Espagne	32	W	1973	1,3	1,3	0,3	0,45	Galerie	8	Calcaire	380	41
Silan/Jiang	Chine	103	W	2004	1,4	1,46	0,3 à 0,65	-	6 à 10	75	Encrochement	2 100	89
Sogamoso	Colombie	190	P	(2005)	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h ; 0,4 v	6 à 10	75	Gravier de grès	-	-
Songshan	Chine	78	P	1999	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	6 à 8	23,6	CR - andésite	1 420	123
Souapiti	Guinée	125	P	Proposé	1,7	1,8	0,3 + 0,003 H	-	-	-	Gravier	-	-
Spicer Meadow	É.-U.	82	P	1988	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	-	0,4	6	Granite	-	-
Split Rock	Australie	67	I	1987	1,3	1,3	0,3	0,35	-	-	Gravier de grauwacke	1 048	398
Storvas	Norvège	80	P	1980	1,3	1,3	-	-	-	-	-	-	-
Strawberry	É.-U.	50	P/W	1916	1,1 à 1,2	1,3	0,23 + 0,003 H	0,5	Tranchée	-	DR - granite	1 343	229
Suojinshan	Chine	62	P/I/F	UC	-	-	-	-	-	-	-	600	100
Surduc	Roumanie	37	W/I/F	1976	1,5	1,5	0,4 + 0,005 H	0,5	Tranchée	-	Schiste	125	56
Taia	Roumanie	64	-	UD	1,65	1,55	-	-	Galerie	9,7	Schiste	-	-
Taian Upper	Chine	40	P	2006	1,3	1,3	-	-	-	-	-	-	-
Tamjin	République de Corée	53	W/F/P/I	2003	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 6	26	Tuf	1 506	183

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Siah Bishe (upper)	Iran	100	P	UD	1.5	1.6	-	-	-	-	Dolomite	-	-
Sianjiang	China	103	W/F	2004	1.4	1.46	0.3-0.65	-	6-10	75	CR	2100	89
Siang Middle	India	190	IP	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sierra Boyera	Spain	32	W	1973	1.3	1.3	0.3	0.45	Gallery	8	Limestone	380	41
Silanjiang	China	103	W	2004	1.4	1.46	0.3-0.65	-	6-10	75	Rockfill	2100	89
Sogamoso	Colombia	190	P	(2005)	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.4	6-10	75	Sandstone Gravels	-	-
Songshan	China	78	P	1999	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	6-8	23.6	CR-andesite	1420	123
Souapiti	Guinea	125	P	Proposed	1.7	1.8	0.3+0.003 H	-	-	-	Gravel	-	-
Spicer Meadow	USA	82	P	1988	1.4	1.4	0.3+0.003 H	-	0.4	6	Granite	-	-
Split Rock	Australia	67	I	1987	1.3	1.3	0.3	0.35	-	-	Greywacke/gravel	1048	398
Storvas	Norway	80	P	1980	1.3	1.3	-	-	-	-	-	-	-
Strawberry	USA	50	P/W	1916	1.1-1.2	1.3	0.23+0.003 H	0.5	Trench	-	DR-granite	1343	229
Suojinshan	China	62	P/I/F	UC	-	-	-	-	-	-	-	600	100
Surduc	Romania	37	W/I/F	1976	1.5	1.5	0.4+0.005 H	0.5	Trench	-	Schist	125	56
Taia	Romania	64	-	UD	1.65	1.55	-	-	Gallery	9.7	Schist	-	-
Taián Upper	China	40	P	2006	1.3	1.3	-	-	-	-	-	-	-
Tamjin	Korea (Rep of)	53	W/F/P/I	2003	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	4-6	26	Tuff	1506	183

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Tankeng	Chine	161	P	UD	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	6 à 10	68	Tuf	10 000	35,3
Tanzitan	Chine	62		1999	1,35	1,35	0,4	0,4	4	36	Grès	630	12
Taoshui	Chine	103	-	UD	1,4	1,55	-	-	-	29	-	1 720	52
Tasite	Chine	43	I	1999	1,6	1,6	-	-	Paroi étanche	-	Gravier sablonneux	450	12
Terror Lake	É.-U.	58	-	1985	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	-	-	Grauwacke	-	-
Tetelcingo	Mexique	150	P	Proposé	1,5	1,4	0,3 + 0,003 H	-	-	-	Gravier	-	-
Tianhuangping (inférieur)	Chine	95	P	1997	1,4	1,3	0,3 + 0,002 H	0,4	6 à 10	21	Rhyolite, tufo-lave	1 420	9
Tianshengqiao N° 1	Chine	178	P/I/F	1999	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,3 h; 0,3 v	4 à 9	180	Calcaire	18 000	10 260
Tocoma	Venezuela	40	P	2009	1,3	1,3	0,35	0,3 h; 0,35 v	3	-	Gneiss	-	-
Tongbai (inférieur)	Chine	71	P	2007	1,4	1,35	0,3 + 0,003 H	0,5	3,5 à 5	38	CR - tufo-lave	1 500	12,9
Tongjiezi Saddle	Chine	48	P	1992	1,75	1,7	0,3 à 0,4	0,42 h; 0,63 v	2,5 à 3	16	Gravier, basalte	700	200
Tongpu (ouest)	Chine	37	W	2000	1,4	1,4	0,3	0,45	Paroi étanche	9,3	Enrochement	500	235
Torata	Pérou	100	W/I	2000	1,6	1,4	0,3 + 0,002 H	0,4	4	21	Calcaire	2 000	3
Torata, phase II	Pérou	130	F/I	2001	1,6	1,4	0,3	0,4	4	54	Résidus miniers	7 000	19

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Tankeng	China	161	P	UD	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	6-10	68	Tuff	10 000	35.3
Tanzitan	China	62		1999	1.35	1.35	0.4	0.4	4	36	Sandstone	630	12
Taoshui	China	103	-	UD	1.4	1.55	-	-	-	29	-	1 720	52
Tasite	China	43	I	1999	1.6	1.6	-	-	Diaphragm	-	Sandy-Gravel	450	12
Terror Lake	USA	58	-	1985	1.5	1.4	0.3+0.003 H	0.4	-	-	Greywacke	-	-
Tetelcingo	Mexico	150	P	Proposed	1.5	1.4	0.3+0.003 H	-	-	-	Gravels	-	-
Tianhuangping Lower	China	95	P	1997	1.4	1.3	0.3+0.002 H	0.4	6-10	21	Rhyolite, tuff lava	1 420	9
Tianshengqiao N° 1	China	178	P/I/F	1999	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.3,v 0.3	4-9	180	Limestone	18 000	10 260
Tocoma	Venezuela	40	P	2009	1.3	1.3	0.35	h 0.3,v 0.35	3	-	Gneiss	-	-
Tongbai, lower	China	71	P	2007	1.4	1.35	0.3+0.003 H	0.5	3.5-5	38	CR-tuff lava	1 500	12.9
Tongjiezi Saddle	China	48	P	1992	1.75	1.7	0.3-0.4	h 0.42,v 0.63	2.5-3	16	Gravel/Basalt	700	200
Tongpu, west	China	37	W	2000	1.4	1.4	0.3	0.45	Diaphragm	9.3	Rockfill	500	235
Torata	Peru	100	W/I	2000	1.6	1.4	0.3+0.002 H	0.4	4	21	Limestone	2 000	3
Torata stage II	Peru	130	F/I	2001	1.6	1.4	0.3	0.4	4	54	Mine waste	7 000	19

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Toulnoustoc	Canada	76	P	2006	1,3	1,3	0,3	0,4	3 à 3,5	31	Gneiss granitique	1 500	2 438
Truro	Pérou	50	-	1988	1,5	1,5	0,4	0,5	3 à 5	-	Brèche	-	-
Ulu Al	Malaisie	110	P	1989	1,3	1,4	-	0,61	6	48	Grauwacke, grès	-	-
Undurraga	Espagne	36	W	1973	1,75	1,4	0,25	0,45	Galerie	7	Calcaire	325	2
Urkulu	Espagne	52	W	1981	1,6	1,4	0,3	0,35	Galerie	9	Calcaire	350	10
Vilar	Portugal	55	P	1965	1,1 à 1,3	1,3	0,3 + 0,00735 H	0,5	-	-	DR - granite	300	100
Villagudin	Espagne	33	-	1981	1,3	1,3	-	-	-	-	-	250	18,3
Wanaxi	Chine	93,5	P	1995	1,4	1,4	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	4 à 5	18	CR - granite	1 290	228
Wawushan	Chine	140	I/P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	545
West Seti	Népal	190	P	UD	1,45	1,65	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 11 (paroi étanche)	-	Gravier	12 500	1 604
White Spur	Australie	45	P	1988	1,3	1,3	0,25	0,5	3 à 4,2	5	Tuf	-	-
Winneke/Sugarloaf	Australie	85	W	1979	1,5	2,2	0,3 + 0,002 H	0,45	0,1 H	83	Grès	4 700	100
Wishon	É.-U.	82	P/I	1958	1 à 1,3	1,4	0,3 + 0,0067 H	0,5	Tranchée	-	DR - granite	2 829	158
Wuluwati	Chine	138	F/I/P	1998	1,6	1,6	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	6 à 10	72,2	CG/CR gravier de schiste	6 800	340
Xe Kaman	Laos	187	P	Proposé	1,3	1,3	0,3 + 0,002 H	0,35 h; 0,4 v	4 à 9	84	Grès	9 200	17 330
Xe Kaman (2 <sup>e</sup> phase)	Laos	200	-	Proposé	1,3	1,4	-	-	-	-	Résidus miniers	-	-

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Toulnoustoc	Canada	76	P	2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Truro	Peru	50	-	1988	1.5	1.5	0.4	0.5	3-5	-	Breccia	-	-
Ulu Ai	Malaysia	110	P	1989	1.3	1.4	-	0.61	6	48	Greywacke/sandstone	-	-
Undurraga	Spain	36	W	1973	1.75	1.4	0.25	0.45	Gallery	7	Limestone	325	2
Urkulu	Spain	52	W	1981	1.6	1.4	0.3	0.35	Gallery	9	Limestone	350	10
Vilar	Portugal	55	P	1965	1.1-1.3	1.3	0.3+0.00735 H	0.5	-	-	DR-granite	300	100
Villegudin	Spain	33	-	1981	1.3	1.3	-	-	-	-	-	250	18.3
Wananci	China	93.5	P	1995	1.4	1.4	0.3+0.002 H	h 0.35, v 0.4	4-5	18	CR-granite	1 290	228
Wawushan	China	140	I/P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	545
West Seti	Nepal	190	P	UD	1.45	1.65	0.3+0.003 H	0.4	Diaphragm 4-11	-	Gravel	12 500	1 604
White Spur	Australia	45	P	1988	1.3	1.3	0.25	0.5	3-4.2	5	Tuff	-	-
Winneke/Sugarloaf	Australia	85	W	1979	1.5	2.2	0.3+0.002 H	0.45	0.1 H	83	Sandstone	4 700	100
Wishon	USA	82	P/I	1958	1-1.3	1.4	0.3+0.0067 H	0.5	Trench	-	DR-granite	2 829	158
Wuluwati	China	138	F/I/P	1998	1.6	1.6	0.3+0.003 H	h 0.4, v 0.5	6-10	72.2	CG/CR gravel/schist	6 800	340
Xe Kaman	Laos	187	P	Proposed	1.3	1.3	0.3+0.002 H	h 0.35, v 0.4	4-9	84	Sandstone	9 200	17 330
Xe Kaman (2nd stage)	Laos	200	-	Proposed	1.3	1.4	-	-	-	-	Mine tailings dam	-	-

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Xe Namnoy	Laos	78	P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xe Namnoy	Laos	78	P	Proposé	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xepain-Xenamnoy	Laos	78	P	2008	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xiangshuijian	Chine	153	P	UD	1,4	1,4	-	-	-	-	-	2 570	17
Xiantianji	Chine	82	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	-	19
Xiaoba	Chine	65	P/I	2000	-	-	-	-	-	-	Enrochement	710	13
Xiaogangou	Chine	55	P	1990	1,55	1,6	0,3	0,55	3,5 à 4,5	5,18	CG - gravier	240	10
Xiaolingtou	Chine	36	-	1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xiaomeisha	Chine	49	W	1995	1,4	1,4	0,35	0,4	3 à 4	6	Granite	220	1,5
Xiaoshan	Chine	86	P	1997	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4 h; 0,5 v	6 à 8	36	Andésite	1 430	97
Xiaoxikou	Chine	68	I/P	1999	1,4	1,3	0,4	-	6	20	CR - calcaire	1 110	66,4
Xibeikou	Chine	95	P/II/F	1990	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	5 à 6	29,5	CR - calcaire	1 620	210
Xikou (inférieur)	Chine	44	P	1997	1,4	1,5 à 1,6	0,3	0,43	4	11	Tuffo-lave	1 420	57
Xikou (supérieur)	Chine	48	P	1996	1,4	1,3 à 1,4	0,3	0,426	4	9	Conglomérat, tuf	650	46
Xingó	Brésil	150	P	1994	1,4	1,3	0,3 + 0,0029 H	0,4	5 à 7	135	Granite, gneiss	12 300	3 800
Yacambu	Venezuela	162	W	1996	1,5	1,6	0,3 + 0,002 H	0,4	-	13	Gravier	-	435
Yang Yang	République de Corée	93	P	2005	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,4	4 à 5	26	Gneiss	1 400	0,5

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Xe Namnoy	Laos	78	P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xe Namnoy	Laos	78	P	Proposed	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xepain-Xenamnoy	Laos	78	p	2008	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xiangshuijian	China	153	P	UD	1.4	1.4	-	-	-	-	-	2 570	17
Xiantianji	China	82	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	-	19
Xiaoba	China	65	P/I	2000	-	-	-	-	-	-	Rockfill	710	13
Xiaogangou	China	55	P	1990	1.55	1.6	0.3	0.55	3.5-4.5	5.18	CG-gravel	240	10
Xiaolingtou	China	36	-	1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Xiaomeisha	China	49	W	1995	1.4	1.4	0.35	0.4	3-4	6	Granite	220	1.5
Xiaoshan	China	86	P	1997	1.4	1.4	0.3+0.003 H	h 0.4, v5	6-8	36	Andesite	1 430	97
Xiaoxikou	China	68	I/P	1999	1.4	1.3	0.4	-	6	20	CR-limestone	1 110	66.4
Xibeikou	China	95	P/I/F	1990	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	5-6	29.5	CR-limestone	1 620	210
Xikou lower	China	44	P	1997	1.4	1.5-1.6	0.3	0.43	4	11	Lava-Tuff	1 420	57
Xikou Upper	China	48	P	1996	1.4	1.3-1.4	0.3	0.426	4	9	Conglomerate/Tuff	650	46
Xingó	Brazil	150	P	1994	1.4	1.3	0.3+0.0029 H	0.4	5-7	135	Granite gneiss	12 300	3 800
Yacambu	Venezuela	162	W	1996	1.5	1.6	0.3+0.002 H	0.4	-	13	Gravels	-	435
Yang Yang	Korea (Rep of)	93	P	2005	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.4	4-5	26	Gneiss	1 400	0.5

Nom	Pays	Hauteur (m)	Fonction	Fin des travaux - année ou (année prévue)	Pentes		Épaisseur de la dalle du masque (m)	Armat. toutes direct. (%)	Largeur de la plinthe (m)	Aire du masque (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Type d'enrochement	Volume d'enrochement (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Capacité du réservoir (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					amont	aval							
Yaojiaping	Chine	180	P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Yaoshui	Chine	103	-	UD	1,4	1,55	-	-	-	29	-	1 720	52
Yedigaze	Turquie	105	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Yesa	Espagne	117	I/P	2006	1,5	1,6	0,3	0,4	8	44	Gravier	4 394	17
Yingchuan	Chine	87	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	1 100	-
Yinzidu	Chine	135	P	2005	1,4	1,48	-	-	7 à 9	42,3	Calcaire	3 300	527
Yongdam	République de Corée	70	W/F/P/I	2001	1,4	1,4	0,3 + 0,003 H	0,5	5 à 8	43	Schiste	2 198	815
Yubeishaan	Chine	72	-	1999	-	-	-	-	-	38	CR	890	860
Yunqiao	Chine	83	P	2001	-	-	-	-	-	-	-	1 500	10
Yushugou	Chine	67,5	I	2000	1,4	1,4	0,3; 0,4	-	-	-	CR	570	11
Yutiao	Chine	110	W/P/I	2002	-	-	-	-	-	30	Grès	1 630	95
Zeya	Chine	79	W/F/P	1997	1,3	1,3	0,4	0,4	3,5 à 6	-	Tuf	1 420	57
Zhushuqiao	Chine	78	I/F/P	1990	1,4	1,7	0,3 + 0,003 H	0,35 h; 0,4 v	3,5 à 5	23	CR - schiste ardoisier, calcaire	820	278
Zipingpu	Chine	159	P	2007	1,4	1,5	0,3 + 0,003 H	-	5; 8; 15	127	Grès	11 670	1 080

- Non disponible

**Fonction**

P : hydroélectricité  
I : irrigation  
F : maîtrise des crues  
W : adduction d'eau  
R : récréatif

H = hauteur du barrage

**Fin des travaux - Année ou (année prévue)**

UC : en construction  
UD : en conception

**(%) d'armat. toutes direct.**

h : horizontalement  
v : verticalement  
n/s = pas disponible

**Largeur de la plinthe**

IS : dalle interne

**Type d'enrochement**

CR : enrochement compacté  
DR : enrochement déversé  
CG : gravier compacté

Name	Country	Height (m)	Purpose	Year completed or (expected)	Slopes		Face slab thickness (m)	Reinf each way (%)	Plinth width (m)	Face area (10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup> )	Rockfill type	Rockfill volume (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Reservoir capacity (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
					upst.	downst.							
Yaojiaping	China	180	P	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Yaoshui	China	103	-	UD	1.4	1.55	-	-	-	29	-	1 720	52
Yedigaze	Turkey	105	-	UD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Yesa	Spain	117	I/P	2006	1.5	1.6	0.3	0.4	8	44	Gravels	4 394	17
Yingchuan	China	87	-	2001	-	-	-	-	-	-	-	1 100	-
Yinzidu	China	135	P	2005	1.4	1.48	-	-	7-9	42.3	Limestone	3 300	527
Yongdam	Korea (Rep of)	70	W/F/P/I	2001	1.4	1.4	0.3+0.003 H	0.5	5-8	43	Schist	2 198	815
Yubeishaan	China	72	-	1999	-	-	-	-	-	38	CR	890	860
Yunqiao	China	83	P	2001	-	-	-	-	-	-	-	1 500	10
Yushugou	China	67.5	I	2000	1.4	1.4	0.3,0.4	-	-	-	CR	570	11
Yutiao	China	110	W/P/I	2002	-	-	-	-	-	30	Sandstone	1 630	95
Zeya	China	79	W/F/P	1997	1.3	1.3	0.4	0.4	3.5-6	-	Tuff	1 420	57
Zhushuqiao	China	78	I/F/P	1990	1.4	1.7	0.3+0.003 H	h 0.35,v 0.4	3.5-5	23	CR slate/limestone	820	278
Zipingpu	China	159	P	2007	1.4	1.5	0.3+0.003 H	-	5.8,15	127	Sandstone	11 670	1 080

- Not available

**Purpose**

P : Hydropower  
I : Irrigation  
F : Flood Control  
W : Water Supply  
R : Recreation  
H = Dam Height

**Year completed or expected**

UC : Under Construction  
UD : Under Design

**(%) Reinf each way**

h : Horizontal  
v : Vertical  
n/s = Year not supplied

**Plinth width**

IS : Internal Slab

**Rockfill Type**

CR : Compacted Rockfill  
DR : Dumped Rockfill  
CG : Compacted Gravel



Imprimerie de Montligeon  
61400 St Hilaire le Châtel  
Dépôt légal : Septembre 2010  
N° 25241  
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/>