

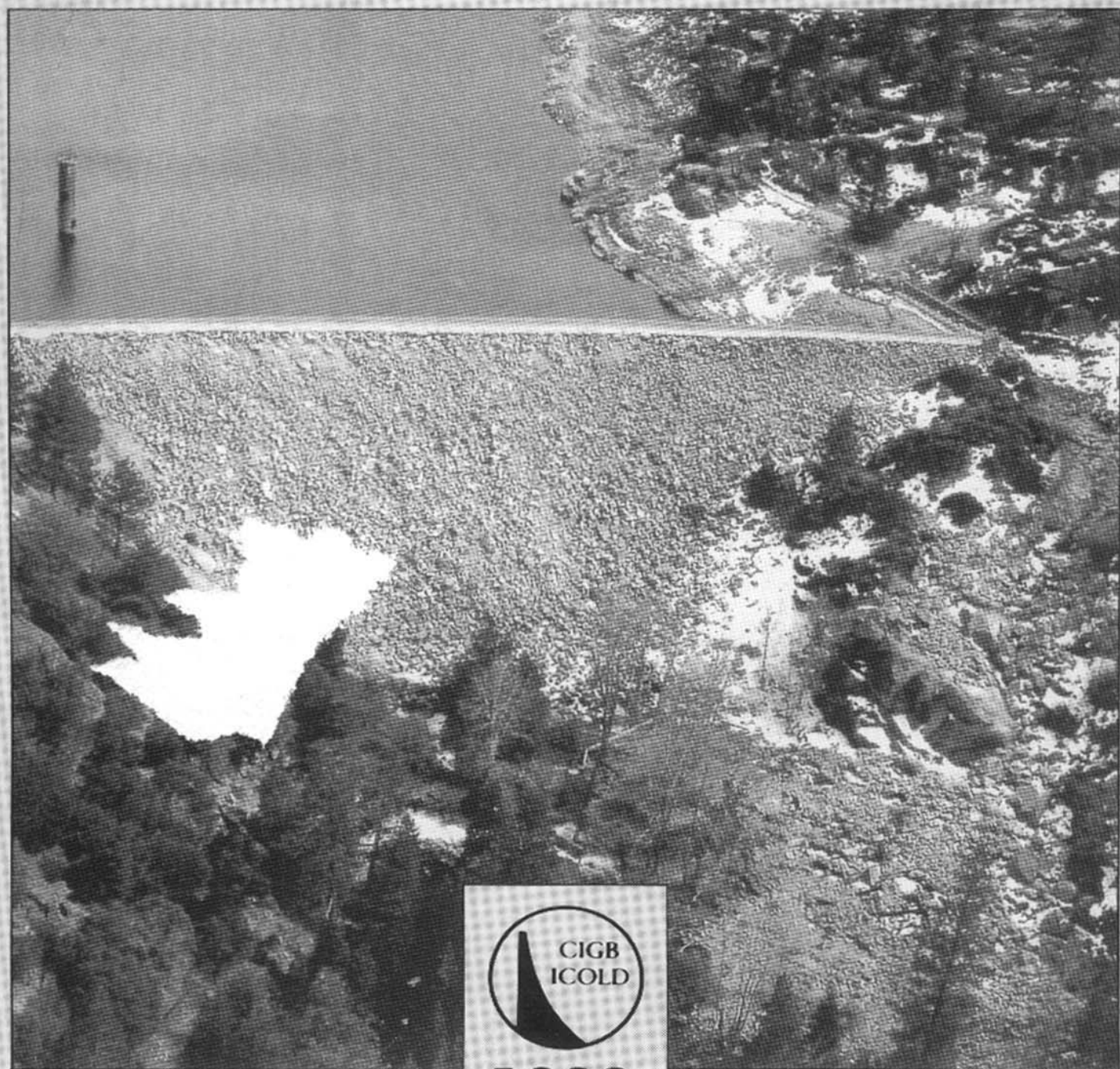
# ROCK MATERIALS FOR ROCKFILL DAMS

*Review and recommendations*

# MATERIAUX ROCHEUX POUR BARRAGES EN ENROCHEMENT

*Synthèse et recommandations*

**Bulletin 92**



**1993**

Cover photograph courtesy of Pacific Gas and  
Electric Company, San Francisco, California (USA) :

Strawberry dam

*Photographie de couverture due à la bienveillance  
de Pacific Gas and Electric Company, San Francisco,  
Californie (États-Unis) :*

*Barrage de Strawberry*

# **ROCK MATERIALS FOR ROCKFILL DAMS**

*Review and recommendations*

# **MATERIAUX ROCHEUX POUR BARRAGES EN ENROCHEMENT**

*Synthèse et recommandations*

---

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

---

**AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:**

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

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

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

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

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

**NOTICE – DISCLAIMER :**

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

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

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

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

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

COMMITTEE ON MATERIALS FOR FILL DAMS  
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN REMBLAI (\*)  
(1989-1995)

Chairman/Président Canada/Canada	G. S. LAROCQUE
Vice-Chairman/Vice-Président Russia/Russie	V. G. RADCHENKO
Members/Membres	
Australia/Australie	P. MACKENZIE
Austria/Autriche	P. TSCHERNUTTER
Colombia/Colombie	A. MARULANDA
Egypt/Égypte	W. SHENOUDA
Finland/Finlande	A. LESKELÄ
France/France	G. POST
Germany/Allemagne	H. STEFFEN
Great Britain/Grande-Bretagne	J. A. CHARLES
India/Inde	C. SUDHINDRA
Iran/Iran	
Italy/Italie	R. JAPPELLI
Japan/Japon	S. JOJIMA
Netherlands/Pays-Bas	J. WOESTENENK
New Zealand/Nlle-Zélande	M. D. GILLON
Portugal/Portugal	F. A. GUEDES DE MELLO
South Africa/Afrique du Sud	H. F. ELGES
Spain/Espagne	M. ALONSO FRANCO
USA/États-Unis	D. E. KLEINER

---

(\*) Membership in April 1993.  
Composition en Avril 1993.

---

## SOMMAIRE

---

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN ENROCHEMENT DE CONSTRUCTION RÉCENTE
3. L'ENROCHEMENT, MATÉRIAU DE CONSTRUCTION DE BARRAGE - CARACTÉRISTIQUES EXIGÉES
4. DÉTERMINATION DES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DE L'ENROCHEMENT
5. PRÉDICTION DES TASSEMENTS ET DES DÉFORMATIONS DES BARRAGES EN ENROCHEMENT
6. CONCEPTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT
7. MÉTHODES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT
8. APPAREILS D'AUSCULTATION ET OBSERVATIONS DU COMPORTEMENT
9. CONCLUSIONS
10. RÉFÉRENCES

ANNEXES : Tableaux et Figures

---

## CONTENTS

---

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. GENERAL INFORMATION ON RECENTLY BUILT ROCKFILL DAMS
3. REQUIREMENTS OF ROCK AS A CONSTRUCTION MATERIAL FOR ROCKFILL DAMS
4. DETERMINING PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF ROCKFILL
5. PREDICTING SETTLEMENT AND DEFORMATION OF ROCKFILL DAMS
6. ROCKFILL DAM DESIGN
7. ROCKFILL DAM CONSTRUCTION PROCEDURES
8. FIELD INSTRUMENTATION AND BEHAVIOUR OBSERVATIONS
9. CONCLUSIONS
10. REFERENCES

APPENDICES : Tables and Figures

---

## TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	8
1. INTRODUCTION .....	10
2. GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN ENROCHEMENT DE CONSTRUCTION RÉCENTE .....	14
3. L'ENROCHEMENT, MATÉRIAU DE CONSTRUCTION DE BARRAGE - CARACTÉRISTIQUES EXIGÉES .....	20
4. DÉTERMINATION DES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DE L'ENROCHEMENT .....	24
4.1. Granulométrie .....	24
4.2. Masse volumique .....	26
4.3. Déformation volumique .....	28
4.4. Matériel d'essai .....	30
4.5. Résistance au cisaillement .....	32
4.6. Propriétés dynamiques .....	34
5. PRÉDICTION DES TASSEMENTS ET DES DÉFORMATIONS DES BAR- RAGES EN ENROCHEMENT .....	38
6. CONCEPTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT .....	46
6.1. Barrages en enrochement à noyau d'étanchéité en terre .....	46
6.2. Barrages en enrochement à masque amont en béton armé ou à écran interne d'étanchéité .....	52
6.3. Barrages en enrochement à masque amont ou à écran interne d'étanchéité en béton bitumineux .....	54
6.4. Barrages en enrochement à noyau injecté .....	56
6.5. Barrages construits par sautage .....	56
6.6. Barrages en enrochement avec étanchéité par géomembrane .....	58
6.7. Barrages en enrochement avec paroi moulée étanche .....	58
6.8. Barrages en enrochement armé .....	58
6.9. Barrages en enrochement dans les régions nordiques et hautes terres .....	60
7. MÉTHODES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES EN ENROCHE- MENT .....	62
7.1. Forage, sautage et défonçage mécanique de la roche .....	62
7.2. Granulométrie de l'enrochement .....	62
7.3. Transport, mise en place et compactage de l'enrochement .....	64
8. APPAREILS D'AUSCULTATION ET OBSERVATIONS DU COMPORTE- MENT .....	68
9. CONCLUSIONS .....	74
10. RÉFÉRENCES .....	76
ANNEXES I - Tableaux A et B .....	85
ANNEXE II - Figures 1 à 13 .....	121

---

---

## TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD .....	9
1. INTRODUCTION .....	11
2. GENERAL INFORMATION ON RECENTLY BUILT ROCKFILL DAMS .....	15
3. REQUIREMENTS OF ROCK AS A CONSTRUCTION MATERIAL FOR ROCKFILL DAMS .....	21
4. DETERMINING PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF ROCKFILL .....	25
4.1. Grading .....	25
4.2. Density .....	27
4.3. Compressibility .....	29
4.4. Testing equipment .....	31
4.5. Shear strength .....	33
4.6. Dynamic properties .....	35
5. PREDICTING SETTLEMENT AND DEFORMATION OF ROCKFILL DAMS .....	39
6. ROCKFILL DAM DESIGN .....	47
6.1. Earth-core rockfill dams .....	47
6.2. Reinforced-concrete face rockfill dams and rockfill dams with internal di- phragm .....	53
6.3. Rockfill dams with bituminous-concrete face and diaphragm .....	55
6.4. Rockfill dams with grouted cores .....	57
6.5. Blasted dams .....	57
6.6. Rockfill dams with geomembranes as impervious elements .....	59
6.7. Rockfill dams with slurry trench seepage control elements .....	59
6.8. Rockfill dams with rockfill reinforcement .....	59
6.9. Rockfill dams in northern and highland conditions .....	61
7. ROCKFILL DAM CONSTRUCTION PROCEDURES .....	63
7.1. Drilling, blasting and mechanical ripping of rock material .....	63
7.2. Rockfill grading .....	63
7.3. Hauling, placement and compaction of rockfill .....	65
8. FIELD INSTRUMENTATION AND BEHAVIOUR OBSERVATIONS .....	69
9. CONCLUSIONS .....	75
10. REFERENCES .....	76
APPENDIX I - Tables A and B .....	85
APPENDIX II - Figures 1 to 13 .....	121

---



---

## LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

---

- Fig. 1. – Barrages en enrochement à noyau en terre : hauteur et année de construction.
- Fig. 2. – Barrages en enrochement à écran interne ou masque d'étanchéité en béton armé ou en béton bitumineux : hauteur et année de construction.
- Fig. 3. – Exemples de granulométrie d'enrochement.
- Fig. 4. – Enrochement compacté.
- Fig. 5. – Angle de frottement interne et pression de confinement.
- Fig. 6. – Barrage d'Oddatjorn - Coupe transversale.
- Fig. 7. – Barrage d'Alto Anchicaya - Coupe transversale.
- Fig. 8. – Barrage de Storvatn - Coupe transversale.
- Fig. 9. – Barrage de Finstertal : Dispositif d'auscultation.
- Fig. 10. – Barrage de Finstertal : (I) Tassements dans la coupe transversale centrale.
- Fig. 11. – Barrage de Finstertal : (II) Déplacements radiaux horizontaux dans la coupe transversale centrale.
- Fig. 12. – Barrage de Finstertal - Déformations dans le profil longitudinal.
- Fig. 13. – Tassements dans le barrage de Guavio.
- 
- Tableau A. – Informations générales.
- Tableau B. – Propriétés des matériaux, mise en place et caractéristiques des enrochements.
- Tableau 1. – Informations fournies par des Comités Nationaux de la CIGB et par les Auteurs.
- Tableau 2. – Essais triaxiaux.
- Tableau 3. – Tassements observés et valeurs calculées.
- Tableau 4. – Déformations maximales de barrages en cours de construction.

---

## LIST OF FIGURES AND TABLES

---

- Fig. 1. – Rockfill dams with internal earth core : height vs year of construction.
- Fig. 2. – Rockfill dams with reinforced-concrete and bituminous-concrete diaphragm and facing : height vs year of construction.
- Fig. 3. – Examples of rockfill grading.
- Fig. 4. – Compacted rockfill.
- Fig. 5. – Angle of internal friction vs confining pressure.
- Fig. 6. – Oddatjorn Dam - Cross-section.
- Fig. 7. – Alto Anchicaya Dam – Cross-section.
- Fig. 8. – Storvatn Dam - Cross-section.
- Fig. 9. – Finstertal Dam : Monitoring system.
- Fig. 10. – Finstertal Dam : (I) Settlements of central section.
- Fig. 11. – Finstertal Dam : (II) Radial horizontal displacements of central section.
- Fig. 12. – Finstertal Dam - Deformations along longitudinal section.
- Fig. 13. – Settlements in Guavio Dam.
- Table A. – General information.
- Table B. – Rock properties, filling procedures and characteristics of placed fill.
- Table 1. – Data submitted by ICOLD National Committees and from Authors' sources.
- Table 2. – Triaxial tests.
- Table 3. – Observed settlements and predicted values.
- Table 4. – Maximum movement of high dams during construction.

---

## AVANT-PROPOS

---

La conception et les techniques de construction des barrages en enrochement dépendent étroitement des propriétés des matériaux rocheux utilisés. Il était donc intéressant de consacrer un Bulletin aux propriétés physico-mécaniques de l'enrochement, aux prescriptions des cahiers des charges pour son utilisation, au choix du type de barrage, aux méthodes de construction, à la prédiction des tassements et des déformations, et à l'auscultation des ouvrages.

Ce Bulletin s'adresse à tous ceux qui s'intéressent à la recherche, à l'évaluation des propriétés et à l'utilisation de matériaux rocheux pour la construction de barrages en enrochement.

Il a été préparé sous la responsabilité de V. G. Radchenko et I. S. Moiseev du Comité National Russe, et A. Marulanda du Comité National Colombien – tous trois concepteurs de très hauts barrages en enrochement –, avec l'aide et les commentaires des autres membres du Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai. Qu'ils en soient tous vivement remerciés.

G. S. Larocque  
Président du Comité des Matériaux  
pour Barrages en Remblai

---

## REMERCIEMENTS

---

Les auteurs tiennent à remercier les Comités Nationaux qui leur ont adressé des renseignements essentiels sur les barrages en enrochement à noyau en terre ou autres dispositifs d'étanchéité. Ils sont particulièrement reconnaissants à J. H. H. Galloway, R. Jappelli, A. Leskelä, F. A. G. de Mello, J. N. Plichon, F. F. Poskitt, W. Shenouda et C. Sudhindra pour leur aide, et remercient tout spécialement G. S. Larocque, D. E. Bowes, G. Post et J. Charles qui leur ont généreusement fourni encouragement, appui et conseils.

---

## FOREWORD

---

Design and construction methods for rockfill dams are closely related to the properties of the rock materials. It therefore seemed appropriate to prepare a Bulletin reviewing the physico-mechanical properties of rockfill, specifications requirements, dam design, construction methods, settlement and deformation prediction, and performance monitoring.

This Bulletin is addressed to all those involved in research on, assessment of properties, and use of rock materials for construction of rockfill dams.

Preparation of the report was the responsibility of V. G. Radchenko and I. S. Moiseev of the Russian National Committee, and A. Marulanda of the Colombian National Committee, all three designers of very high rockfill dams. Other members of the Committee on Materials for Fill Dams provided assistance and feedback. They deserve our greatest appreciation.

G. S. Larocque  
Chairman, Committee on Materials  
for Fill Dams

---

## ACKNOWLEDGEMENTS

---

The authors want to thank the National Committees that supplied essential information about rockfill dams with earth cores and other types of impervious elements. They also want to thank J. H. H. Galloway, R. Jappelli, A. Leskelä, F. A. G. de Mello, J. N. Plichon, F. F. Poskitt, W. Shenouda and C. Sudhindra for their assistance, and are particularly indebted to G. S. Larocque, D. E. Bowes, G. Post and J. Charles who so generously gave their encouragement, support and invaluable advice.

---

# 1. INTRODUCTION

---

Un barrage en enrochement est un ouvrage dont le principal élément est constitué d'enrochement. Dans les publications traitant d'ingénierie et de construction de barrages, le terme « barrage en enrochement » ne s'appliquait, à l'origine, qu'aux ouvrages construits en enrochement déversé (jusqu'aux alentours de 1940). Plus tard, on utilisera ce terme pour désigner indistinctement les ouvrages composés d'enrochement compacté ou déversé (1960). En 1980, la définition normalisée d'un barrage en enrochement était la même, sans distinction entre enrochement déversé et enrochement compacté. En effet, les enrochements déversés et les enrochements compactés ont des qualités comparables, si l'on se conforme aux pratiques normalisées de construction en enrochement : les méthodes de mise en place et de compactage sont choisies de façon à obtenir les propriétés recherchées de déformation volumique, de perméabilité et de dimension des vides dans le matériau constituant chaque zone.

Les barrages construits en enrochement ont la faveur des ingénieurs hydrauliciens depuis le début du siècle. Les barrages en enrochement à noyau en terre, ou comportant des noyaux ou masques d'étanchéité en béton armé, en béton bitumineux, en acier, en matériaux polymères ou autres, sont désormais communs à la plupart des pays. La raison en est que les barrages en enrochement sont de construction économique [47, 71] (\*).

Entre autres avantages notables, les barrages en enrochement présentent les qualités suivantes, que l'on retrouve un peu partout dans le monde : ils conviennent à une grande variété de sites et de sous-sols de fondation; on trouve localement des matériaux économiques, dans des carrières situées à proximité, car même la roche tendre est utilisable; on peut réduire les coûts de main-d'œuvre grâce aux engins de terrassement (en particulier, les rouleaux vibrants pour le compactage); l'exécution des travaux de construction peut être entièrement mécanisée; on peut compter sur un appui informatique fiable pour la conception des ouvrages et l'analyse de leur comportement, car il s'agit d'une technologie mûre, fondée sur une somme considérable d'expérience pratique [8, 11].

Les barrages en enrochement permettent aussi des économies substantielles sur les matériaux comme le ciment et l'acier. Les perfectionnements de la mécanique des sols et des sciences apparentées, y compris les progrès réalisés en matière d'exploration et de validation scientifique de la conception des barrages en remblai, jouent aussi un rôle dans la faveur que les barrages en enrochement connaissent actuellement. En outre, les barrages en terre et les barrages en enrochement sont souvent les seules options disponibles, dans les pays de climat rigoureux et de géologie défavorable.

Dans la technique des barrages en enrochement, il existe actuellement deux tendances. La première consiste à construire les barrages en enrochement, avec un

---

(\*) Les chiffres entre crochets renvoient à la liste des références (Chapitre 10).

---

# 1. INTRODUCTION

---

A rockfill dam is an embankment dam which relies on rockfill as its major structural element. In dam engineering and construction literature, the term rockfill dam initially applied strictly to structures built of dumped rockfill (until about 1940). Later the term was used for structures composed of compacted as well as dumped rockfill (1960). By 1980, the standard definition of a rockfill dam was as indicated above, without distinction between dumped and compacted rockfill. This is appropriate, since dumped and compacted rockfill have similar strengths when standard rockfill practice is followed; that is, placing and compaction procedures are selected to yield required rockfill properties (compressibility, permeability and void size) for each zone.

Dams built of rockfill have been popular with hydraulic engineers since the turn of the century. Rockfill dams with earth cores or with diaphragms and faces of reinforced concrete, asphaltic concrete, steel, polymeric material or other materials are now common in most countries. This is mainly because rockfill dams are economical to build [47, 71] (\*).

Among the major advantages of rockfill dam construction are the following (these apply in most countries): a wide variety of sites and foundations are suitable; cheap natural construction materials can be found in local quarries since even weak rock is usable; machinery can be used to reduce labour costs (compacting vibratory rollers especially); the construction process can be fully mechanized; and there is reliable computational support for dam design and performance analysis since the technology is advanced and considerable practical experience has been acquired [8, 11].

Rockfill structures also offer substantial savings on construction materials such as cement and steel. Advances in soil mechanics and related sciences including progress in investigation and in scientific validation of embankment-dam designs have also played a role in the popularity of rockfill dams. Besides, earthfill and rockfill dams are often the only real options where climates are harsh and geological conditions unfavourable.

There are two current trends in rockfill dam engineering. The first is to build rockfill dams with earth cores using the principle of fill-material zoning. Such dams

---

(\* ) Numbers between brackets refer to references (Chapter 10).

noyau en terre et un certain nombre de zones. Ces barrages sont économiques, car ils peuvent être constitués de n'importe quel type de roche disponible localement, de faible résistance (3,5 MPa à 17 MPa), de résistance moyenne (17 MPa à 70 MPa) ou de résistance élevée (70 MPa à 200 MPa), à condition que l'ouvrage soit correctement zoné; la roche la plus tendre est disposée dans les zones les moins critiques et subit les contraintes les moins fortes; la roche saine et dure est placée aux endroits exigeant de fortes résistances. Il existe cependant des exceptions, par exemple l'utilisation d'enrochement tendre pour stabiliser des risbermes extérieures.

La seconde tendance est de construire des barrages en enrochement comportant des dispositifs spéciaux destinés à maîtriser la percolation, par exemple des noyaux d'étanchéité et des masques en béton armé, en béton bitumineux, ou autres. Ces types de barrages sont compétitifs, grâce à une utilisation minimale de matériaux ou de main-d'œuvre pour l'exécution des recharges et des zones imperméables, et grâce surtout au compactage intense des enrochements au moyen de rouleaux vibrants. L'enrochement armé s'avère également intéressant dans les barrages construits dans des régions de sismicité élevée, ou encore pour résister à une submersion au cours de la construction [54, 108, 109].

Les ouvrages comportant une géomembrane comme dispositif d'étanchéité sont de plus en plus nombreux. D'autres innovations comprennent la construction par sautage (remblais produits directement au moyen d'explosifs), les barrages en terre armée, les barrages comportant un élément imperméable obtenu par la technique de la tranchée à boue (comme mesure de réparation), et les barrages à noyau injecté [107, 112].

Comme une discussion approfondie de tous ces thèmes sortirait du cadre du présent document, le lecteur devra consulter directement les ouvrages appropriés, pour s'informer sur les questions complexes : évaluation des contraintes et répartition des déformations, stabilité sismique, etc.

Les Tableaux A et B de l'Annexe I présentent des données sur la conception et la construction de 113 barrages; ces données ont été fournies par les Comités Nationaux de 21 pays et par les auteurs du présent document.

Les abréviations utilisées dans le présent rapport ainsi que dans les Figures et les Annexes sont celles du Registre Mondial des Barrages de la CIGB :

- ERie - Barrage en enrochement à noyau en terre.
- ERfe - Barrage en enrochement à masque en terre.
- TEie - Barrage en terre à noyau en terre.
- ERfc - Barrage en enrochement à masque en béton armé.
- ERfa - Barrage en enrochement à masque en béton bitumineux.
- ERic - Barrage en enrochement à noyau en béton armé.
- ERia - Barrage en enrochement à noyau en béton bitumineux.
- ERfm - Barrage en enrochement à masque métallique.

are economical because all types of locally available rock low-strength (3.5 MPa to 17 MPa), medium-strength (17 MPa to 70 MPa) and high-strength rock (70 MPa to 200 MPa) can be used if the structure is properly zoned; the weaker rock is placed in less critical zones under less stress and hard sound rock is used where greater strength is required. There are exceptions, however, such as the use of soft rock material to stabilize outer berms.

The second trend is to build rockfill dams with man-made seepage control features such as diaphragms and faces of reinforced concrete, asphaltic concrete or other materials. Such dams are rendered cost-effective by minimizing material or labour for supporting shells and impervious sections mainly through intense compaction of placed rockfill with vibratory rollers. Rockfill reinforcement has also proved cost-effective in dams built in regions of high seismicity [54, 108, 109] or where the works can be submerged during construction.

Dams with a geomembrane as the watertight element are becoming increasingly popular. Other innovations include blasted dams (fill dams produced directly by blasting), reinforced-earth dams, dams with an impervious element created with slurry-trench technique (for remedial treatment) and dams with cores of injected material [107, 112].

Since in-depth discussion of all these issues is beyond the scope of this report, for the more complex issues (evaluating stress and strain distribution or seismic stability), the reader should consult the relevant literature directly.

Tables A and B in Appendix I contain design and construction data on 113 dams; the data were provided partly by the national committees of 21 countries and partly by the authors of this report.

Abbreviations used in this report and in the attached Figures and Appendices are based on the abbreviations in ICOLD's Register of Dams :

- ERie - Rockfill dam with internal earth core.
- ERfe - Rockfill dam with earth face.
- TEie - Earthfill dam with internal earth core.
- ERfc - Rockfill dam with reinforced-concrete face.
- ERfa - Rockfill dam with bituminous-concrete face.
- ERic - Rockfill dam with reinforced-concrete diaphragm.
- ERia - Rockfill dam with bituminous-concrete diaphragm.
- ERfm - Rockfill dam with metal face.



---

## 2. GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN ENROCHEMENT DE CONSTRUCTION RÉCENTE

---

Vingt et un pays ont répondu au questionnaire concernant les enrochements de barrage, soumis par le Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai de la CIGB (Tableaux A et B). Pour augmenter les informations, les auteurs ont également inclus des renseignements complémentaires (Tableaux A et B), assortis de références bibliographiques appropriées. Les informations comprennent, pour une variété de barrages en enrochement de construction récente, les éléments suivants : taille, type, pentes, matériaux utilisés pour maîtriser les infiltrations, filtres ou zones de transition, et recharges. Certains renseignements concernant les tassements, les déformations, la fissuration et autres comportements y figurent également.

Les renseignements compilés concernent 113 barrages en enrochement (Tableau 1). Sur ces 113 ouvrages, 83 ont un noyau en terre vertical ou incliné, un comporte un noyau d'étanchéité en béton armé, six ont un noyau d'étanchéité en béton bitumineux, dix-sept un masque en béton armé, cinq un masque en béton bitumineux et un a un masque métallique.

La plupart de ces barrages ont été construits au cours des quinze dernières années (Fig. 1 et 2) (\*). L'examen de leur conception, des matériaux et techniques de construction, constitue un bilan de la technique actuelle des barrages en enrochement et révèle les tendances à court terme pour l'avenir.

On trouvera ci-dessous une liste de certaines caractéristiques des 113 barrages figurant dans les Tableaux A et B.

### *Hauteur de l'ouvrage*

Moins de 50 m .....	5
50 m à 70 m .....	27
70 m à 100 m .....	32
100 m à 150 m .....	34
150 m à 200 m .....	12
Plus de 200 m .....	3
Total .....	113

### *Volume de terre et matériaux rocheux*

Moins de $1 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	23
1 à $3 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	26
3 à $5 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	18
5 à $10 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	20
10 à $20 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	21
Plus de $20 \times 10^6$ m <sup>3</sup> .....	5
Total .....	113

---

(\*) Les Figures 1 à 13 sont rassemblées dans l'Annexe II.

---

## 2. GENERAL INFORMATION ON RECENTLY BUILT ROCKFILL DAMS

---

Twenty-one countries responded to the questionnaire “Rock Materials for Rockfill Dams” distributed by the ICOLD Committee on Materials for Fill Dams (Tables A and B). To give as complete a picture as possible, additional information available to the authors has also been included (Tables A and B); references for this additional information are given. Data on a variety of recently built rockfill dams were provided: size, type of dam, slopes, and materials used for seepage-control features, filter or transition zones and shells. Some information on settlement, displacement, cracking and other behaviour was also provided.

The information compiled covers 113 rockfill dams (Table 1). Of these, 83 have vertical or sloping earth cores, one has a reinforced-concrete diaphragm, six have bituminous-concrete diaphragms, seventeen have reinforced-concrete faces, five have bituminous-concrete faces and one has a metal face.

Most of the 113 dams were built during the last fifteen years (Fig. 1 and 2) (\*). Examination of the design, materials and construction techniques of these dams gives insight into the state-of-the-art of embankment-dam engineering and suggests short-term future trends.

Here is a breakdown of some of the main features of the 113 dams covered by the Tables A and B.

*Dam height*

Less than 50 m .....	5
50 m to 70 m .....	27
70 m to 100 m .....	32
100 m to 150 m .....	34
150 m to 200 m .....	12
More than 200 m .....	3
<b>Total .....</b>	<b>113</b>

*Volume of placed earth and rock material*

Less than $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	23
1 to $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	26
3 to $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	18
5 to $10 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	20
10 to $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	21
More than $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	5
<b>Total .....</b>	<b>113</b>

---

(\*) Figures 1 to 13 are given in Appendix II.

**Table 1/ Tableau 1**  
**Data submitted by ICOLD National Committees**  
**Informations fournies par des Comités Nationaux de la CIGB**

No.	Country Pays	Earth core Noyau en terre ERie	Earth face Masque en terre ERfe	Rockfill dams/Barrages en enrochement				Face Masque			Total
				Diaphragm Écran interne d'étanchéité		Reinf. concrete Béton armé ERfc	Bituminous concrete Béton bitumineux ERfa	Bituminous concrete Béton bitumineux ERfb	Metal Métal ERfm		
				Reinf. concrete Béton armé ERic	Bituminous concrete Béton bitumineux ERia						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	Australia/Australie	11	-	-	-	6	-	-	17		
2	Austria/Autriche	-	-	1	1	-	-	-	2		
3	Brazil/Brésil	-	-	-	-	1	-	-	1		
4	Canada/Canada	5	-	-	-	1	-	-	6		
5	Colombia/Colombie	2	-	-	-	3	-	-	5		
6	Egypt/Égypte	1	-	-	-	-	-	-	1		
7	France/France	4	-	-	-	1	-	-	5		
8	Germany/Allemagne	2	-	-	2	-	3	-	7		
9	Great Britain/Grande-Bretagne	3	-	-	-	-	2	-	5		
10	India/Inde	5	-	-	-	-	-	-	5		
11	Japan/Japon	10	-	-	-	-	-	-	10		
12	Mexico/Mexique	2	-	-	-	-	-	-	2		
13	Morocco/Maroc	1	-	-	-	-	-	-	1		
14	New Zealand/Nouv.-Zélande	1	-	-	-	-	-	-	1		

Table 1 (continued)/Tableau 1 (suite)

Rockfill dams/Barrages en enrochement										
No.	Country Pays	Earth core Noyau en terre ERic	Earth face Masque en terre ERfe	Diaphragm Écran interne d'étanchéité		Reinf. concrete Béton armé ERfc	Face Masque		Metal Métal ERfm	Total
				Reinf. concrete Béton armé ERic	Bituminous concrete Béton bitumineux ERia		Bituminous concrete Béton bitumineux ERfa	Bituminous concrete Béton bitumineux ERfb		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
15	Norway/Norvège	5	-	-	3	2	-	-	10	
16	Pakistan/Pakistan	4	-	-	-	-	-	-	4	
17	Portugal/Portugal	1	-	-	-	-	-	-	1	
18	Romania/Roumanie	2	-	-	-	1	-	-	3	
19	Russia/CEI	5	-	-	-	-	-	-	5	
20	USA/États-Unis	12	-	-	-	-	-	-	12	
21	Venezuela/Venezuela	1	-	-	-	-	-	-	1	
	TOTAL	77	0	1	6	15	5	0	104	
From authors' sources Informations fournies par les Auteurs										
1	Argentina/Argentine	3	-	-	-	-	-	-	3	
2	Chile/Chili	2	-	-	-	-	-	-	2	
3	Ghana/Ghana	1	-	-	-	-	-	-	1	
4	Panama/Panama	-	-	-	-	1	-	-	1	
5	Peru/Pérou	-	-	-	-	-	-	1	1	
6	Thailand/Thaïlande	-	-	-	-	1	-	-	1	
	TOTAL	6	0	0	0	2	0	1	9	
	GRAND TOTAL	83	0	1	6	17	5	1	113	

*Volume d'enrochement*

Moins de $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	28
1 à $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	30
3 à $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	14
5 à $10 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	24
10 à $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	8
Plus de $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	4
Total .....	108

L'angle de la pente d'un barrage en enrochement dépend beaucoup, non seulement de la résistance des fondations, mais aussi de la qualité du matériau de la zone imperméable, de la résistance et de la compacité de l'enrochement et du type du barrage (à masque en béton armé, à noyau en terre, etc.).

Les pentes amont et aval de la majorité des barrages en enrochement comportant des dispositifs imperméables en matériaux non terreux sont proches de l'angle de talus naturel, entre 1,3H:1V et 1,5H:1V. Comme il n'y a pas de risbermes intermédiaires, les pentes sont plutôt raides, ce qui réduit le volume de remblai et rend ces ouvrages extrêmement rentables sur le plan économique. Par contre, les pentes des barrages en enrochement à noyau en terre vont de 1,75H:1V à 3,25H:1V; ces pentes moins accusées sont dictées surtout par le matériau de résistance plus faible du noyau et par le comportement des barrages de ce type sous l'effet de charges sismiques (différent de celui des barrages comportant des dispositifs imperméables en matériaux non terreux).

Comme on l'a déjà dit, une fondation faible ou un enrochement peu résistant a des répercussions sur les deux types de barrages.

*Volume of placed rockfill*

Less than $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	28
1 to $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	30
3 to $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	14
5 to $10 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	24
10 to $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	8
More than $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ .....	4
Total .....	108

Steepness of the outer slope of a rockfill dam depends a great deal not only on foundation strength but also on the quality of the material of the impervious zone, the strength and density of the rockfill and the type of dam (reinforced-concrete face, earth core and so forth).

The upstream and downstream slopes of the majority of the rockfill dams with impervious features of non-earth materials are close to the natural angle of repose, ranging from 1.3H : 1V to 1.5H : 1V. Given the lack of intermediate berms, slopes are rather steep; this minimizes fill volume and renders structures highly cost-effective. Slopes of earth-core rockfill dams on the other hand range from 1.5H:1V to 3.25H:1V. The flatter slopes of the earth-core dams are dictated primarily by their weaker core material and their behaviour under seismic loading (which differs from that of dams with impervious features of non-earth materials).

As indicated above, a weak foundation or rockfill of weak rock will affect either type of dam.

---

### 3. L'ENROCHEMENT, MATÉRIAU DE CONSTRUCTION DE BARRAGE – CARACTÉRISTIQUES EXIGÉES

---

Actuellement, les recharges des barrages en enrochement sont en général construites en matériaux provenant de carrières choisies ou d'excavations requises pour la construction. Pour des raisons économiques, il faut souvent utiliser de la roche tendre aussi bien que de la roche dure. La convenance d'un matériau rocheux donné (suivant sa résistance mécanique, sa résistance au gel et ses propriétés chimiques) dépend de la hauteur du barrage, des zones de l'enrochement, des autres matériaux utilisés dans le profil du barrage, du climat, de la facilité d'excavation et de transport des matériaux, ainsi que des méthodes de construction employées [65]. L'enrochement déversé, mis en place par couches successives et arrosé au canon à eau pendant le déversement, exige une roche de carrière saine, de gros calibre, présentant une résistance élevée à la compression non confinée (plus de 80 MPa), et ayant des caractéristiques proches de celles des granulats à béton. Si l'enrochement est disposé en couches et compacté, il n'est pas nécessaire de spécifier une roche dure, présentant une résistance élevée à la compression; on n'exige pas non plus que ce matériau soit conforme aux caractéristiques des granulats à béton; une roche de résistance très faible à la compression est suffisante. S'il s'agit d'enrochement rangé et compacté, la qualité de la roche n'est généralement pas précisée; on préfère évaluer les sources éventuelles de matériaux rocheux, les procédés de construction et les zones en fonction de l'expérience acquise et, parfois, à l'aide d'essais en laboratoire et de mesures sur remblai d'essai (si la roche est plutôt tendre) [115]. Toutefois, suivant la fonction du matériau d'enrochement, il se peut que certaines exigences touchent la forme, la taille, la résistance ou la composition du matériau.

Tous les types de roches (ignées, sédimentaires et métamorphiques) sont utilisés comme enrochements compactés. De façon générale, les roches saines, intrusives, ignées (granite, syénite, diorite, gabbro, labradorite, etc.) présentent des résistances à la compression atteignant 250 MPa pour des masses volumiques de 2 700 kg/m<sup>3</sup> à 3 000 kg/m<sup>3</sup>. La porosité est faible (moins de 1 %), de même que l'absorption d'eau (également inférieure à 1 %). Les roches effusives (basalte, porphyrite, andésite, trachyte, felsite, etc.) présentent généralement de plus faibles résistances à la compression, environ 200 MPa pour des masses volumiques de 2 100 kg/m<sup>3</sup> à 2 950 kg/m<sup>3</sup>. La porosité de certains échantillons dépasse 1 %.

Les roches sédimentaires, comme les grès cimentés par des matériaux siliceux ou ferreux, présentent des résistances à la compression de 100 à 200 MPa et de 50 à 120 MPa respectivement. La résistance des grès cimentés par des calcaires, et surtout par des matières argileuses, est encore plus faible, de 60 à 70 MPa, ou moins. L'absorption d'eau par ces roches est de 1 à 4,5 %.

Pour les roches métamorphiques, la résistance à la compression, l'absorption d'eau et autres propriétés se situent entre celles des roches ignées et des roches

---

### 3. REQUIREMENTS OF ROCK AS A CONSTRUCTION MATERIAL FOR ROCKFILL DAMS

---

At present, the shells of rockfill dams are generally built of material obtained from special quarries or excavations. For economic reasons, weak rock material as well as sound rock must often be used. Whether a particular rock (given its strength, frost resistance and chemical properties) is suitable depends on the height of the dam, the zoning of the rockfill, the other materials in the dam section, the climate, the ease of excavation and transportation of the rock and the dam-construction procedures [65]. Dumped rockfill (that is, rockfill dumped in lifts and sluiced by monitor during dumping) demands strong, sound, large particles, high unconfined compressive strength (more than 80 MPa) quarried rock that approaches concrete-aggregate specifications. Where rockfill is placed in layers and compacted, sound, high compressive strength rock need not be specified, nor does the rock have to meet concrete-aggregate specifications; rock of very low compressive strength is satisfactory. With placed and compacted rockfill, rock quality is generally not specified; instead, potential sources of rock are evaluated and construction procedures and zoning are determined based on experience and sometimes on laboratory tests and test fills (when the rock is on the weak side) [115]. However, depending on the function of the rockfill material, there may sometimes be shape, size, strength or composition requirements.

All kinds of rock (igneous, sedimentary and metamorphic) are used for compacted rockfill. In general, sound, intrusive, igneous rock (granite, syenite, diorite, gabbro, labradorite and so forth) features compressive strengths of up to 250 MPa at densities of 2 700 kg/m<sup>3</sup> to 3 000 kg/m<sup>3</sup>. Porosity is low (less than 1 %) as its water absorption (also less than 1 %). Effusive rock (basalt, porphyrite, andesite, trachyte, felsite and so forth) generally features lower compressive strengths, about 200 MPa at densities of 2 100 kg/m<sup>3</sup> to 2 950 kg/m<sup>3</sup>. Porosity of some samples exceeds 1 %.

Sedimentary rock, such as sandstone cemented by siliceous or ferrous materials, features strengths of 100 MPa to 200 MPa and 50 MPa to 120 MPa respectively. Strengths of sandstone cemented by calcareous and especially clayey materials are even lower, 60 MPa to 70 MPa or less. Water absorption of such rock ranges from 1 % to 4.5 %.

Strength, water absorption and other properties of metamorphic rock fall somewhere between those of igneous and sedimentary rocks; properties vary



sédimentaires, quoique leurs propriétés varient considérablement selon leur degré de métamorphisme et la composition de la roche-mère.

Les roches ignées et métamorphiques extrêmement altérées et fracturées, dont les indices physico-mécaniques sont réduits, sont considérées comme faibles. Ces roches sont essentiellement pyroclastiques (tuf volcanique, tufite, roche tufacée), clastiques (grès, conglomérat, roche silteuse), argileuses (argilite, argile, schiste argileux), carbonés (calcaires, dolomite, marne argileuse, craie) et siliceuses. Certains de ces matériaux ne peuvent pas être réellement employés comme enrochement, car leur compactage produirait un remblai de terre. Leurs propriétés mécaniques moyennes sont les suivantes : masse volumique de 1 800 kg/m<sup>3</sup> à 2 650 kg/m<sup>3</sup>; porosité de 10 à 15 %; coefficient de ramollissement (rapport des résistances à la compression d'échantillons saturés d'eau et d'échantillons séchés à l'air) de 0,1 à 0,3; résistance à la compression inférieure à 15 MPa, et parfois même à 5 MPa [75].

Des reconnaissances et des études géotechniques permettent d'évaluer *in situ* les roches exploitables en carrière; on étudie tous les facteurs susceptibles de modifier les propriétés physiques et les paramètres d'excavation. Outre les caractéristiques exigées pour la roche, on doit déterminer : sa structure, sa texture, son mode de formation, sa fissuration, son homogénéité et son altération, ainsi que la quantité de mort-terrain à enlever et les volumes en place.

La fissuration de la roche est importante, car elle joue un grand rôle dans la production d'une carrière et dans les opérations de forage et de sautage. Les explorations comprennent souvent des sautages dits d'essai (destinés à déterminer les dimensions, la forme et la granulométrie du matériau rocheux), et l'étude des possibilités de désagrégation mécanique de la roche.

L'évaluation d'une carrière comporte également l'étude des conditions de son exploitation (niveau de la nappe phréatique, lieu de la carrière par rapport à l'emplacement du barrage, distance et différence de niveau), et des conditions de construction des ouvrages annexes et des chemins d'accès.

En général, on fait des essais pour déterminer les caractéristiques particulières de la roche (propriétés abrasives, résistance au gel, facilité de fragmentation, etc.).

La résistance au gel est un indice valable de la solidité de la roche, en particulier pour les barrages construits dans les climats rigoureux de régions nordiques. L'évaluation commence généralement par la détermination du coefficient de résistance au gel. Ce coefficient est le rapport des résistances limites à la compression d'échantillons de roche soumis à un nombre donné de cycles gel-dégel, et d'échantillons saturés d'eau.

Les techniques de construction de barrages (épaisseur des couches, méthode de compactage, etc.) dépendent du matériau rocheux utilisé. Son calibre maximal est fonction de la qualité de la roche et des techniques de construction (voir ci-dessous au chapitre des méthodes de construction).

considerably, however, depending on the degree of metamorphism and the composition of the host rock.

Intensely weathered and fractured igneous and metamorphic rock with reduced physico-mechanical indices is considered weak rock. Such rock is mainly pyroclastic (volcanic tuff, tuffite, tuffaceous rock), clastic (sandstone, conglomerate, siltstone), loamy (argillite, clay, shale), carbonaceous (limestone, dolomite, clay marl, chalk) and siliceous rock. Some of these materials cannot really be considered rockfill because they produce an earth embankment when compacted. Average physico-mechanical properties are as follows: density ranges from 1 800 kg/m<sup>3</sup> to 2 650 kg/m<sup>3</sup>; porosity ranges from 10 % to 15 %; coefficient of softening (ratio between compressive strength of water-saturated and air-dry rock samples) ranges from 0.1 to 0.3; and compressive strength is less than 15 MPa, sometimes even less than 5 MPa [75].

Explorations and geological-engineering surveys are used to evaluate rock material in a quarry; all factors affecting technical properties and excavation conditions are investigated. In addition to rock specifications, the following must be determined: structure, texture, mode of occurrence, jointing, homogeneity and weathering of the rock, as well as amount of stripping required and quarry reserves.

Rock jointing is important because it significantly affects quarry yields and drilling and blasting operations. Quarry explorations often include test blasting (to determine size, shape and grading of the rock material) and investigation of the possibility of mechanical loosening of the rock.

Quarry assessments also cover investigation of operating conditions: the position of the water table, the location of the quarry relative to the dam site (distance as well as difference in elevation), and construction conditions for auxiliary works and access roads.

Tests are generally performed to determine specific rock features: abrasion, frost resistance, durability and so forth.

Frost resistance is a valuable index of rock durability, especially for dams built in the harsh climates of northern regions. Rock assessments generally begin with determination of the frost-resistance coefficient. This coefficient is the ratio of the ultimate compressive strength of a rock sample subjected to a specific number of freezing-thawing cycles and the ultimate compressive strength of the sample when water saturated.

Dam construction techniques (lift thickness, method of compaction and so forth) depend on the rock material used. Maximum rock size is conditioned by rock quality and dam-construction techniques, as described below in the discussion of construction procedures.

---

## 4. DÉTERMINATION DES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DE L'ENROCHEMENT

---

La validation analytique d'un projet de barrage en enrochement fait appel à des données sur les caractéristiques techniques et géologiques de la roche et sur les propriétés physico-mécaniques de l'enrochement. Au stade de l'étude technique, les facteurs les plus importants sont les suivants :

- Granulométrie et masse volumique.
- Caractéristiques de déformation.
- Résistance au cisaillement.
- Perméabilité.
- Résistance au gel et à l'eau.

### 4.1. GRANULOMÉTRIE

Les propriétés d'un enrochement sont largement déterminées par sa granulométrie. Celle-ci exprime la composition granulométrique d'un enrochement en pourcentages d'éléments de dimensions données; ces pourcentages correspondent toujours aux masses considérées. La granulométrie peut être représentée graphiquement par la courbe d'une intégrale tracée sur une échelle semi-logarithmique. La Fig. 3 représente des courbes granulométriques de l'enrochement de certains barrages décrits dans le présent document.

La granulométrie est évaluée par un coefficient d'uniformité  $c_u = d_{60}/d_{10}$ , où  $d_{60}$  et  $d_{10}$  sont les diamètres par rapport auxquels respectivement 60 % et 10 % des éléments de l'enrochement sont inférieurs. L'échantillonnage se fait généralement après la mise en place et le compactage de l'enrochement.

On utilise parfois  $d_{90}$  et  $d_{50}$ , ou la moyenne pondérée  $d_{av} = \sum_1^n d_i \Delta p_i / 100$  (semblable à  $d_{50}$ ) pour évaluer l'enrochement; dans l'équation,  $\Delta p_i$  est le pourcentage de particules de dimension  $d_i$ .

La composition théorique du matériau repose sur la masse volumique exigée pour l'enrochement et sur l'emplacement de celui-ci dans le corps du barrage. Les caractéristiques granulométriques recherchées ont considérablement changé depuis l'époque où on déversait l'enrochement en couches épaisses; dans l'enrochement compacté actuel, un pourcentage d'éléments fins beaucoup plus élevé est acceptable. En fait, mieux le matériau est calibré, plus sa masse volumique est grande après sa mise en place; le même effort de compactage aboutit à un remblai moins poreux et plus dense. Les remblais de matériaux bien calibrés ont des modules de déformation plus élevés et subissent donc moins de tassements, et moins d'effritement des éléments.

---

## 4. DETERMINING PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF ROCKFILL

---

Data on the engineering and geological characteristics of the rock and on physico-mechanical properties of the rockfill are required for analytical validation of rockfill dam design. For design-engineering tasks, the most important factors are as follows :

- Grading and density of the rockfill.
- Deformation characteristics.
- Strength.
- Permeability.
- Frost and water resistance.

### 4.1. GRADING

Rockfill properties are largely determined by grading. Grading expresses the grain-size composition of rockfill as percentages of particles of particular sizes; the percentages are always by weight. Grading can be graphically represented as an integral curve plotted on a half-logarithmic scale. Fig. 3 shows grading curves of rockfill in some of the dams reviewed in this report.

Grading is evaluated using the uniformity coefficient  $c_u = d_{60}/d_{10}$ , where  $d_{60}$  and  $d_{10}$  are the diameters of particles constituting 60 % and 10 % respectively of the smaller particles of the rockfill. The rockfill is generally sampled after placement and compaction.

Sometimes,  $d_{90}$  and  $d_{50}$  or the weighted average  $d_{av} = \sum_1^n d_i \Delta p_i / 100$  (which is similar to  $d_{50}$ ) are used in assessing rockfill; in the equation  $\Delta p_i$  is the percentage of  $d_i$  particles.

Design composition of rockfill material is based on rockfill density requirements and the location of the rock within the body of the dam. Rockfill grain-size specifications have changed dramatically since the days when rockfill was dumped in thick lifts; with today's compacted rockfill, a much higher percentage of fines is acceptable. In fact, the better graded the material, the higher the density of the placed material; the same compactive efforts results in a less porous, denser fill. Embankments of well-graded material have high moduli of deformation and there is less settlement as a result, as well as less crushing of the rock.

Dans tous les cas, une couche d'enrochement constituée de roche dure est toujours soumise à une ségrégation importante due au déversement et à l'étalement du matériau (Fig. 4). La roche dure est déversée par camion-benne sur le bord de la couche déjà mise en place, puis on l'étale au moyen de plusieurs passes de boteur. La ségrégation est inévitable au cours du déversement, et délibérée lorsqu'on étale le matériau : les éléments fins de la couche superficielle contribuent à réduire l'usure des pneus des camions et des chenilles des boteurs, et la couche de roche dure est idéale pour obtenir un compactage maximal à l'aide d'un rouleau vibrant. Si la roche est tendre, il est inutile de déverser l'enrochement sur la couche précédente pour réduire la ségrégation et le calibrage, étant donné que les procédés de construction (épaisseur des couches, compactage, arrosage, etc.) sont choisis pour assurer la rupture des éléments et une forte compacité; on obtient la résistance voulue en créant un enrochement très dense, composé de morceaux de roche noyés dans une matrice d'éléments fins provenant du concassage de la roche.

#### 4.2. MASSE VOLUMIQUE

La compacité de l'enrochement compacté dépend essentiellement de la masse volumique de la roche, de sa composition granulométrique, de la force de compactage appliquée, de l'épaisseur de la couche et du matériel utilisé pour le compactage. Celui-ci est réalisé par le passage des camions chargés et des boteurs, auquel s'ajoutent les passes d'un rouleau vibrant lisse. Si la roche est dure, les éléments fins et les cailloux se trouvant dans la partie supérieure de la couche sont bien compactés; l'énergie de compactage est transmise à la partie inférieure de la couche par les plus grosses pierres, en provoquant l'interpénétration et l'écrasement des bords et des angles des blocs en contact. A l'origine, on utilisait des rouleaux vibrants de 3,5 tonnes, le plus gros modèle disponible à l'époque. Plus tard, des engins de 5 à 20 tonnes devinrent disponibles; des rouleaux de 12,5 tonnes à 20 tonnes ont été parfois employés, mais il ne semble pas que des engins de plus de 10 tonnes puissent présenter une utilité. Les rouleaux vibrants les plus lourds entraînent des ruptures et une compacité finale plus grande qu'il n'est nécessaire, et augmentent le coût du compactage. Dans les essais granulométriques de roche dure, où la granulométrie et la compacité sont déterminées pour la moitié supérieure et la moitié inférieure d'une couche de 1 m d'épaisseur, l'enrochement plus fin de la moitié supérieure est plus dense d'environ 8 % que le matériau plus grossier de la moitié inférieure de la couche (Fig. 4). Les compacités A, B et C de la Fig. 4 sont toutes représentatives d'un enrochement de résistance élevée, bien que B et C présentent des modules plus élevés.

La dimension maximale d'un bloc rocheux peut être égale à l'épaisseur de la couche. L'enrochement adjacent à un bloc de diamètre équivalent à l'épaisseur de la couche n'est pas entièrement compacté, et cela n'est d'ailleurs pas nécessaire; le bloc de grande taille concentre la charge à l'endroit où il se trouve. Si la roche est dure, les couches sont généralement d'une épaisseur de 1 à 2 m; la déformation volumique est deux fois supérieure dans les couches de 2 m, et leur compacité est d'environ 5 % inférieure. Si la roche est tendre, les couches ont généralement une épaisseur de 0,6 m à 1,2 m. Un certain degré de rupture est souhaitable pour obtenir un enrochement résistant.

In any case, any layer of rockfill of sound rock will always be severely segregated during dumping and spreading of the material (Fig. 4). Sound rock is end dumped on the edge of the layer being placed and then spread with several passes of the dozer. Segregation is inevitable during dumping, and deliberate during spreading: the fines on the surface layer help reduce truck tire wear and dozer track costs and the segregated layer of sound rock is ideal for maximum compaction with a vibratory roller. With weak rock, there is no point in dumping onto the preceding layer to minimize segregation and grading since construction procedures (layer thickness, compaction, sluicing and so forth) are selected to ensure breakage and high density; strength is achieved by creating a high-density rockfill composed of chunks of rock in a matrix of fines from crushed rock.

## **4.2. DENSITY**

Density of compacted rockfill depends mainly on specific weight of the rock, grain-size distribution, compactive effort, lift thickness and compacting machinery. Compaction is achieved from the traffic of loaded trucks and spreading dozers supplemented by passes of a smooth drum vibratory roller. With sound rock, fines and small rocks in the upper part of the lift are well-compacted; in the lower part of the lift energy is transmitted through large rocks, causing wedging and crushing of contact edges and points. Initially, 3.5-ton vibratory rollers were used, the largest available at the time. Later, 5-ton to 20 ton units became available, and although rollers of 12.5 tons to 20 tons were sometimes used, there is no evidence that units larger than 10 tons are ever useful; with heavier rollers, breakage and final density are greater than necessary and compaction costs are higher. In grading tests of sound rock, where grading and density is determined for the upper and the lower halves of a 1-m lift, the finer rockfill of the upper half proves about 8 % denser than the coarser material of the lower half (Fig. 4). Densities A, B, and C on Fig. 4 are all representative of high-strength rockfill, but B and C have higher moduli.

Maximum rock size can equal lift thickness. Rockfill adjacent to a rock whose diameter matches the thickness of the lift will not be, and need not be, fully compacted; the large rock will attract the load in the area. With sound rock, lifts are generally 1 m to 2 m thick; compressibility is twice as great with the 2 m lifts and density about 5 % lower. With weak rock, lifts are generally 0.6 m to 1.2 m thick. Some breakage is desirable for stronger rockfill.

Au cours de la phase d'étude préliminaire, on peut évaluer la masse volumique de l'enrochement en compactant un remblai d'essai dont la composition est déterminée à partir des données granulométriques probables, obtenues au moyen de sautages d'essai, ou tirées d'analogies et de l'expérience passée. Un remblai d'essai n'est pas nécessaire si la résistance à la compression de la roche a une valeur moyenne élevée. Les résultats de carottage et d'essai de compression saturée non confinée, ainsi que le jugement fondé sur l'expérience passée, devraient permettre de prédire de façon satisfaisante des plages de compacité et de déformation volumique. Si la roche est tendre et si les échantillons saturés présentent une perte de résistance appréciable, on pourra, en se fondant sur l'expérience passée, définir des spécifications de mise en place prudentes; toutefois, il est recommandé d'effectuer des essais sur un remblai saturé pour les barrages importants ou de grande hauteur.

Pour déterminer la masse volumique  $\gamma_d$  de l'enrochement, on procède comme suit : Une zone d'enrochement compacté est soigneusement nivelée. On place ensuite un anneau métallique circulaire, puis on excave l'enrochement se trouvant à l'intérieur. Ensuite, on dispose deux feuilles de polyéthylène dans la cavité ainsi créée, et l'on en mesure le volume en la remplissant d'eau. La masse volumique de l'enrochement est calculée à partir de la masse de l'enrochement excavé et du volume de l'excavation.

On détermine, par la même occasion, la granulométrie de cet enrochement. On notera que la composition granulométrique de ce matériau est un peu inférieure à celle de la roche de carrière, la différence étant attribuable à l'écrasement produit par le compactage.

### 4.3. DÉFORMATION VOLUMIQUE

La qualité de l'enrochement et sa capacité à diminuer de volume sous l'effet d'une pression extérieure, en raison de la rupture des blocs, du remaniement et du compactage, sont exprimées par le module de déformation volumique. L'enrochement déversé s'est révélé peu satisfaisant dans les barrages en enrochement à masque en béton, à cause de sa déformation volumique importante; les parements se détérioraient et des infiltrations se produisaient à la partie inférieure des masques, bien que leur sécurité n'ait jamais été mise en cause. En général, l'arrosage diminue la déformation volumique, mais il n'y a guère d'avantage à arroser un matériau dont le taux d'absorption d'eau est faible (inférieur à 2 % environ); l'arrosage ne peut se justifier que pour certaines zones des barrages de grande hauteur. Toutefois, dans le cas des enrochements présentant une faible résistance à la compression et un taux d'absorption d'eau élevé, la perte de résistance à la compression en état de saturation peut atteindre 40 % à 60 %, et l'arrosage peut être alors envisagé même pour les petits barrages [115].

Pour beaucoup d'ouvrages, les données obtenues au cours des travaux, à l'aide de divers appareils de mesure, ont servi à déterminer des modules de déformation volumique représentatifs. On dispose également de renseignements sur les modules moyens de divers types d'enrochement mis en place par différentes méthodes. D'après l'expérience acquise, les modules varient de 27 MPa à 128 MPa, suivant la nature de la roche, la granulométrie de l'enrochement, l'épaisseur des couches, leur

During the preliminary design phase, rockfill density can be estimated by compacting rockfill in a testfill; the composition of the testfill is determined from data on probable grading derived from test blasts as well as from analogies and past experience. Test rockfill is not necessary when the compressive strength of the rock is medium to high; findings of drill cores and saturated unconfined compression tests together with judgments based on past experience can be used to satisfactorily predict density and compressibility ranges. Where rock is weak and saturated specimens show significant loss of strength, conservative placement specifications can be determined from past experience; a saturated test fill is advisable for large or high dams, however.

Procedure for determining rockfill density  $\gamma_d$  is as follows: An area of compacted rockfill is carefully levelled. A steel ring is placed around the area, and rockfill within the ring is excavated. Two polyethylene sheets are laid inside the ring and the volume of the hole excavated is measured by filling it with water. Rockfill density is derived from the weight of the rockfill excavated and the volume of the hole.

Grading of the rockfill removed is determined at the same time. Note that typical grain sizes of tested rock are somewhat smaller than those of quarried rock; this is attributable to crushing during compaction.

### **4.3. COMPRESSIBILITY**

The ability of rockfill to decrease in volume under external load as a result of grain breakage, rearrangement and compaction is expressed as the modulus of compressibility. Dumped rockfill has proved unsatisfactory for concrete-face rockfill dams because of its high compressibility; faces were damaged and leaks developed in the lower parts of high concrete-face rockfill dams, but safety was never jeopardized. Sluicing generally reduces compressibility, but there is not much point in sluicing rocks with low water absorption (less than about 2 %); sluicing may only be warranted in selected zones of high dams. With rock of low compressive strength and high water absorption, however, loss of strength on saturation can be as much as 40 % to 60 % and sluicing should be considered even with low dams [115].

For many dams, data obtained during construction using water-level settlement devices or crossarms have been used to determine representative moduli of compressibility. Data is also available on average moduli of variety of rock types placed with different procedures. Experience indicates moduli range from 27 MPa to 128 MPa, depending on the nature of the rock, the grading of the rockfill, lift thickness, compaction and other factors [115]. Where the modulus is significant (as



compactage et autres facteurs [115]. Si le module est important, comme celui de l'enrochement de la recharge amont d'un barrage à masque en béton, le cahier des charges précise la méthode de mise en place visant à obtenir un module maximal. Les modules calculés à partir des données de déformation de masques en béton, sous l'effet de la charge d'eau, sont 1,5 à 3 fois supérieurs à ceux qui sont tirés des données de déformation verticale obtenues au cours des travaux [115].

Le lecteur pourra se reporter aux publications traitant particulièrement des problèmes de déformation volumique des enrochements [60, 61 et 62], s'il désire plus de détails à ce sujet.

#### 4.4. MATÉRIEL D'ESSAI

Il faut disposer d'un matériel spécial pour déterminer la résistance d'un enrochement et ses paramètres de déformation :

- Appareil d'essai triaxial (compression et allongement).
- Dispositifs de déformation plane.
- Appareil de mesure de la compression (œdomètre).
- Appareil à cisaillement direct.

Les dispositifs conçus et fabriqués à l'Instituto de Ingeniera (UNAM), au Mexique [60], sont de bons exemples de ce type d'appareil.

L'appareil d'essai triaxial peut servir à déterminer la résistance de l'enrochement et ses paramètres de déformation. Le Mexique dispose du plus gros de ces appareils construits jusqu'à présent; il peut mettre à l'essai des éprouvettes cylindriques de 1,13 m de diamètre et de 2,5 m de hauteur, sous des pressions de confinement atteignant 2 500 kN/m<sup>2</sup>. Un appareil d'essai triaxial conçu pour tester des éprouvettes de 0,9 m de diamètre et de 2,3 m de hauteur, sous des pressions maximales de confinement de 5 000 kN/m<sup>2</sup>, a été construit à l'Université de Californie [57, 74]. Un appareil d'essai triaxial japonais permet de tester des éprouvettes de 1,2 m de diamètre et de 2,4 m de hauteur [70]. Il existe des appareils analogues dans les centres de recherche de plusieurs autres pays (Italie, Grande-Bretagne et Russie, entre autres).

Cependant, ces gros appareils ne sont plus fréquemment utilisés : les coûts d'équipement sont élevés et il faut transporter des volumes d'enrochement considérables jusqu'au chantier d'essai. La pratique actuelle est de réaliser les essais sur des éprouvettes de 0,3 à 0,4 m de diamètre. La question de la représentativité des enrochements soumis à ce type d'essai se trouve alors posée, car les éléments rocheux naturels peuvent être beaucoup plus gros que ceux qui seraient acceptables dans une éprouvette. L'élément le plus gros ne doit pas dépasser un cinquième, ou mieux un huitième, du diamètre de l'éprouvette, car les résultats sont lourdement influencés par la forme de la courbe granulométrique, ainsi que par le pourcentage de gros éléments.

Les méthodes employées pour sélectionner la composition granulométrique des échantillons appartiennent à trois catégories : la première permet de mettre à l'essai des enrochements dont la granulométrie est naturelle; la deuxième, des enrochements à granulométrie amputée (dont les éléments fins et grossiers ont été

in rockfill of the upstream shell of a concrete-face dam) placing procedures are specified to obtain maximum modulus. Moduli computed from data on face deflections of concrete-face rockfill dams under water loading are 1.5 to 3 times those derived from vertical deformation data obtained during construction [115].

The reader is referred to the literature that deals specifically with problems of rockfill compressibility [60, 61 and 62] for a more thorough discussion of this subject.

#### **4.4. TESTING EQUIPMENT**

Special equipment is required to determine rockfill strength and deformation parameters :

- Triaxial apparatus (compression and extension).
- Plane strain devices.
- Compression measuring apparatus (oedometer).
- Direct shear apparatus.

The devices designed and built at the Instituto de Ingeniera, UNAM, Mexico [60] are good examples of this equipment.

Triaxial apparatus can be used to determine rockfill strength and strain parameters. Mexico boasts the largest device built to date; the apparatus can test cylindrical specimens 1.13 m in diameter and 2.5 high at confining pressures up to 2 500 kN/m<sup>2</sup>. A triaxial apparatus designed to test specimens 0.9 m in diameter and 2.3 m high at maximum confining pressures of 5 000 kN/m<sup>2</sup> has been built at the University of California [57, 74]. A triaxial apparatus in Japan tests specimens 1.2 m in diameter and 2.4 m high [70]. Similar equipment is available in research centres in several other countries (Italy, Great Britain and Russia, among others).

However, large apparatus are not often used now; equipment costs are high and large quantities of rockfill must be transported to the test site. Current practice is to test specimens 0.3 m to 0.4 m in diameter. This raises questions about the representativity of the rockfill tested, since natural rock particles may be much larger than those acceptable for a specimen. Maximum particle size must be no more than one-fifth, or better yet one-eighth, the diameter of the test specimen as test results are heavily influenced by the shape of the grain-size curve as well as the percentage of coarse particles.

Methods of selecting grain sizes for specimens fall into three groups: one group is used for testing naturally graded rockfill; a second group is used for testing

éliminés); la troisième catégorie est celle des enrochements de remblai d'essai, dont la granulométrie est identique à celle d'un enrochement naturel.

Quelle que soit la méthode utilisée, les essais sont réalisés sur un échantillon de granulométrie uniforme; comme on l'a déjà dit, l'enrochement compacté subit une certaine ségrégation. En outre, l'acceptation des résultats des essais repose sur l'hypothèse que des échantillons où dominent les petits éléments sont représentatifs d'un enrochement rangé et compacté d'éléments plus gros.

#### 4.5. RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

La résistance au cisaillement d'un enrochement est théoriquement déterminée par la contrainte nécessaire pour provoquer le phénomène de fracture. Les paramètres qui la caractérisent sont identifiés par différentes théories de la résistance au cisaillement; pour les sols, la théorie de Mohr-Coulomb semble être la mieux connue.

L'angle de résistance au cisaillement sous une pression de confinement donnée est exprimé par :

$$\varphi' = \sin^{-1} \frac{(\sigma'_1/\sigma'_3)_f - 1}{(\sigma'_1/\sigma'_3)_f + 1}$$

où  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_f$  est le rapport des contraintes principales maximales de l'essai [63].

De nombreux facteurs modifient les paramètres de résistance au cisaillement des enrochements, parmi lesquels : la qualité de la roche et sa teneur en eau, la forme et les dimensions des grains, la granulométrie, le compactage et les pressions de confinement. Certains de ces facteurs ont un impact plus grand que les autres; par exemple, la taille maximale des grains n'a presque aucun effet sur la résistance au cisaillement d'un enrochement [74], alors que sous de faibles pressions de confinement, les résultats de la compression triaxiale sont fortement influencés par la compacité initiale de l'échantillon.

La résistance au cisaillement d'un enrochement dépend aussi, dans une certaine mesure, de son état de contrainte; cette dépendance est exprimée par le paramètre de Love [74] :

$$M_\sigma = \frac{(2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

En général, les angles de frottement du matériau, à l'état drainé, augmentent à mesure que décroît la pression de confinement [74].

L'arrosage de l'enrochement peut entraîner une diminution de l'angle de résistance au cisaillement, à cause d'une augmentation de rupture des blocs (Fig. 5). C'est pourquoi, lorsqu'une roche tendre présentant un coefficient de ramollissement élevé est saturée d'eau, la valeur de l'angle de frottement diminue de 6 à 8 degrés.

scalped rockfill (coarses and fines eliminated); and the third group is used for testing model rockfill graded like natural rockfill.

No matter what method is used, however, the tests are performed on a uniformly graded sample; and as mentioned earlier, compacted rockfill is segregated. In addition, acceptance of the test results is based on the assumption that samples of small particles are representative of placed and compacted rockfill of larger particles.

#### 4.5. SHEAR STRENGTH

The shear strength of rockfill is influenced by the stress required to initiate fracturing of individual rock particles. Parameters that characterize shear strength are identified by different strength theories; for soils, the Mohr-Coulomb strength theory appears the most popular.

The angle of shearing resistance at a particular confining pressure is expressed as :

$$\phi' = \sin^{-1} \frac{(\sigma'_1/\sigma'_3)_t - 1}{(\sigma'_1/\sigma'_3)_t + 1}$$

where  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_t$  is the maximum principal stress ratio of the test [63].

Many factors affect rockfill shearing resistance parameters including rock quality and moisture content, grain sizes and shapes, grading, compaction and confining stresses. Some factors have a greater impact than others, for example, maximum grain size has almost no effect on rockfill shearing resistance [74]; whereas with low confining stress, triaxial compression results are heavily influenced by initial specimen density.

Rockfill shearing resistance also depends to some extent on the stress state; this is expressed as the Love parameter [74] :

$$M_\sigma = \frac{(2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

In general, the friction angle of rockfill material in drained conditions increases as confining pressure decreases [74].

Sluicing of rockfill can cause a decrease in the angle of shearing resistance because of the increase in grain breakage (Fig. 5). Hence when weak rock with a high softening coefficient is water saturated, the friction angle decreases by 6 to 8 degrees.

Dans les essais triaxiaux, la résistance au cisaillement décroît à mesure qu'augmente la pression de confinement, comme l'indique le Tableau 2 ci-dessous.

**Tableau 2**  
**Essais triaxiaux**

Pression normale (kPa)	Angle de frottement ( $\varphi'_i$ ) (en degrés)	Angle de frottement ( $\varphi'_{ps}$ ) (en degrés)
14	53	57
35	50,5	54
70	48,5	52
140	46,5	50
350	44	47,5
700	42	45,5
1 400	39,5	43
3 500	37,5	41

\* D'après Leps [53].

\*\* Évaluation des auteurs fondée sur les valeurs de Leps.

Note :  $\varphi'_i$  = angle de frottement dans des conditions de déformations triaxiales.

$\varphi'_{ps}$  = angle de frottement dans des conditions de déformations planes.

En général, la déformation plane d'un échantillon reflète mieux l'état réel de l'enrochement d'un ouvrage que la déformation triaxiale. Les essais de déformation plane [65] donnent toujours des valeurs plus élevées d'angle de résistance au cisaillement que les essais de déformation triaxiale.

Les calculs de stabilité devraient tenir compte de la perte de la résistance au cisaillement à mesure que la pression de confinement augmente. On notera cependant qu'il n'existe aucun cas connu de rupture d'ouvrage en enrochement (c'est-à-dire présentant un plan de rupture dans l'enrochement). Dans un ouvrage en enrochement à masque en béton, la pente du parement amont peut atteindre 1,3H:1V, étant donné qu'une rupture en amont est exclue en présence du réservoir. La pente de la recharge aval peut également être de 1,3H:1V, bien que la pente 1,4H:1V soit adoptée sur les barrages de grande hauteur, à cause de la diminution de résistance se produisant sous les pressions de confinement. Dans le cas des barrages en enrochement à noyau en terre, le bon sens technique fondé sur l'expérience acquise doit s'appuyer sur des calculs de stabilité. La résistance du noyau et les pressions interstitielles au cours des travaux sont particulièrement importantes dans ce type de barrage.

Si la roche est tendre, les essais en laboratoire du matériau compacté peuvent donner des résultats représentatifs.

#### 4.6. PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES

Le comportement d'un barrage en enrochement sous l'effet d'une charge sismique dépend de sa géométrie et du module de cisaillement dynamique de l'enrochement. Ce module s'exprime à l'aide de la formule de H. B. Seed :

$$G = 1\,000 k_2 (\sigma'_m)^{0.5}$$

In triaxial tests, shear strength decreases as confining pressure increases, as indicated in Table 2 below.

**Table 2**  
**Triaxial tests**

Normal pressure (kPa)	Friction angle ( $\varphi'_t$ ) (degrees)	Friction angle ( $\varphi'_{ps}$ **) (degrees)
14	53	57
35	50.5	54
70	48.5	52
140	46.5	50
350	44	47.5
700	42	45.5
1 400	39.5	43
3 500	37.5	41

\* After Leps [53].

\*\* Authors' estimates based on Leps' values.

Note:  $\varphi'_t$  = friction angle under triaxial deformation conditions.

$\varphi'_{ps}$  = friction angle under plane strain conditions.

Usually, plane strain condition of a specimen reflects the actual condition of rockfill in a structure better than triaxial deformation. Plane strain tests [65] always yield higher values for angles of shearing resistance than triaxial deformation tests.

Stability analyses should take into account the decrease in shear strength with increase in confining pressure. Note, however, that there are no known cases of rockfill structural failure (that is, failure plane through the rockfill). In a concrete-face rockfill dam, the upstream slope can be 1.3H:1V, since upstream failure is precluded with the reservoir present. The slope of the downstream shell can also be 1.3H:1V, but 1.4H:1V is used on high dams, given the reduced strength under high confining pressures. With earth-core rockfill dams, engineering judgements based on past experience must be supplemented with stability analyses. Core strength and pore pressures during construction are particularly significant with such dams.

With weak rock, laboratory testing of compacted material can yield representative results.

#### 4.6. DYNAMIC PROPERTIES

Rockfill dam behaviour under seismic loading depends on dam geometry and rockfill dynamic shear modulus. The latter is expressed by the H. B. Seed formula

$$G = 1\,000 k_2 (\sigma'_m)^{0.5}$$

où  $G$  = module de cisaillement effectif à un niveau de déformation donné  
 $\sigma'_m$  = contrainte principale moyenne effective en un point quelconque  
 $k_2$  = coefficient du module de l'enrochement qui dépend de sa rigidité sous des déformations très faibles (environ  $10^{-4}$  %), lorsque le coefficient du module est désigné comme étant  $(k_2)_{\max}$  et une courbe représentative exprimant la réduction de  $k_2$  à mesure qu'augmente le niveau de déformation dans l'enrochement [39].

Cette équation repose sur l'étude de données tirées de l'observation du comportement de barrages en enrochement sous l'effet de charges sismiques.

En général, les analyses dynamiques de barrages en enrochement, construits au cours des dernières années, ont démontré que les barrages dont la conception technique reposait sur des méthodes statiques étaient stables; en effet, grâce aux nouveaux procédés de construction, il ne se produit aucune accumulation de pressions interstitielles pendant les secousses sismiques, et donc aucune diminution de leur résistance; comme ces ouvrages sont fortement compactés à un état très dense, les secousses sismiques ne peuvent provoquer que de faibles déformations, habituellement le long des talus extérieurs ou au couronnement.

Il ne semble pas qu'il soit justifié de se lancer dans une analyse dynamique élaborée des barrages en enrochement au stade de la conception technique; les analyses de sensibilité [89] semblent constituer une technique plus appropriée pour déterminer les pentes des remblais.

where  $G$  = effective shear modulus at any given strain level

$\sigma'_m$  = effective mean principal stress at any point

$k_2$  = a rockfill modulus coefficient which depends on the stiffness of the rockfill at very low strains (about  $10^{-4}$  %), when the modulus coefficient is designated as  $(k_2)_{max}$  and a representative curve expressing the reduction in  $k_2$  with increasing strain level in the rockfill [39].

This equation is based on the study of data from observations of rockfill dam behaviour under seismic load.

In general, dynamic analyses of rockfill dams built in recent years has demonstrated that dams built using static design procedures are stable, because with modern construction procedures there will be no build up of pore pressures under earthquake shaking and therefore no strength reduction; since the embankment are heavily compacted to a dense state, earthquakes can only cause small deformations, usually along the outer slopes or at the crest.

It seems that elaborate design-phase dynamic analysis of rockfill dams is not warranted; sensitivity analyses [89] seem a more appropriate technique for determining embankment slopes.



---

## 5. PRÉDICTION DES TASSEMENTS ET DES DÉFORMATIONS DES BARRAGES EN ENROCHEMENT

---

Au stade du projet, on calcule les tassements d'un massif en enrochement pour différentes raisons : pour affiner les métrés estimatifs, pour déterminer la cambrure de l'ouvrage et pour évaluer les tassements différentiels de ses différentes parties. Pour ce faire, on peut utiliser des formules empiriques établies à partir des données d'observations *in situ*, des solutions plus précises basées sur des données expérimentales de compressibilité de l'enrochement grossier tenant compte du temps, ainsi que des méthodes d'analyse numérique utilisant des modèles rhéologiques vérifiés par des essais.

Suivant les essais et les mesures des tassements des barrages en enrochement, il existe dans la plupart des cas une relation linéaire entre les contraintes et les déformations d'un enrochement grossier, et une relation non linéaire entre les déformations et le temps. On peut en conséquence écrire l'équation suivante exprimant une relation entre la contrainte appliquée de façon instantanée et indépendante du temps et la durée des déformations dans une seule direction sans expansion latérale :

$$e = \frac{\sigma}{E_M} + \sigma \frac{t}{\theta + \lambda t}$$

où :  $e$  est la déformation relative  
 $\sigma$  est la contrainte verticale (MPa)  
 $E_M$  est le module de déformation instantanée (MPa)  
 $t$  est le temps (années)  
 $\theta$  &  $\lambda$  sont des paramètres empiriques caractérisant le fluage et mesurés respectivement en MPa/an et MPa.

A l'aide de cette équation, il est possible de calculer le tassement dans un enrochement grossier, tenant compte d'une application progressive ou instantanée des forces de gravité.

En Russie [61 et 88], la formule suivante est utilisée pour calculer le tassement vertical à la cote  $y$ , à un moment donné  $t$  (on utilise le principe des superpositions pour décrire le fluage d'un enrochement) :

$$S_{y,t} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) \cdot y + v \cdot \frac{\theta}{\lambda^2} \cdot y \ln \left( 1 - \frac{\lambda}{\theta} t_c \right) + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} (A \ln A - B \ln B + C \ln C - \theta \ln \theta)$$

où :  $v = \sigma/t$  est le rythme de croissance de la charge (MPa/an)  
 $\sigma$  est la charge (MPa) et  $t$  est le temps (années)  
 $T$  est le temps de construction (années)  
 $t_y$  est le temps pris pour construire l'ouvrage jusqu'à la cote  $y$  (années)  
 $t_c = t - T$  est la période d'exploitation (années)  
 $\rho$  est la masse volumique de l'enrochement ( $N/m^3$ )

---

## 5. PREDICTING SETTLEMENT AND DEFORMATION OF ROCKFILL DAMS

---

Rockfill shell settlement is computed in the design phase for several reasons : to refine construction material estimates, to determine fill camber and to estimate differential settlement of parts of the structure. For this purpose, one can use empirical relationships derived from processing of field observation data, more exact solutions based on experimentally studied coarse – rock compressibility taking into account the time factor as well as numerical analysis methods applying rheological models supported by experiments.

As is evidenced by experimental and field data on rockfill dam settlements, in most cases, there exists a linear relationship between stresses and strains of coarse rock and a non linear relationship between strains and time. Hence, a rheological state equation establishing a dependence of instantaneously applied and time-invariable stress and time on deformation under conditions of non-occurrence of lateral expansion, may be written as :

$$e = \frac{\sigma}{E_M} + \sigma \frac{t}{\theta + \lambda t}$$

where : e is the relative strain  
 $\sigma$  is the vertical stress (MPa),  
 $E_M$  is the modulus of instantaneous strain of material (MPa),  
t is the time (years), and  
 $\theta$  &  $\lambda$  are the empirical parameters describing creep strain (measured in MPa/year and MPa, respectively).

Using the above equation, one can solve a problem of vertical displacement in a coarse rock mass considering gradually increasing or instantaneously applied load due to gravity.

In Russia [61 and 88], the following formula has been used to calculate the vertical displacement at elevation y at a given time t (the principle of superpositions is used to describe rockfill creep) :

$$S_{y,t} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) \cdot y + v \cdot \frac{\theta}{\lambda^2} \cdot y \ln \left( 1 - \frac{\lambda}{\theta} t_e \right) + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} (A \ln A - B \ln B + C \ln C - \theta \ln \theta)$$

where : v =  $\sigma/t$  is the rate of load increase (MPa/year)  
 $\sigma$  is the load (MPa) and t is the time in years  
T is time of construction (years)  
 $t_y$  is time to build the structure to elevation y (years)  
 $t_e = t - T =$  operation period (years)  
 $\rho$  is the density of the rockfill (N/m<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} A &= \theta + \lambda (t - t_y) \\ B &= \theta + \lambda \cdot t \\ C &= \theta + \lambda \cdot t_y \end{aligned}$$

Lorsque l'ouvrage est achevé,  $t = T$  et  $S_y$  devient :

$$S_{y,T} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) \cdot y + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} \cdot (\bar{A} \ln \bar{A} - \bar{B} \ln \bar{B} + \bar{C} \ln \bar{C} - \theta \ln \theta)$$

$$\begin{aligned} \text{où } \bar{A} &= \theta + \lambda (T - t_y) \\ \bar{B} &= \theta + \lambda \cdot T \\ \bar{C} &= \theta + \lambda \cdot t_y \end{aligned}$$

Le tassement maximal au cours des travaux est déterminé en un point de coordonnée  $y = H/2$  ( $H$  est la hauteur du barrage) et décrit une courbe parabolique.

Au cours de la phase d'exploitation, le tassement en un point du remblai peut s'exprimer de la manière suivante :

$$S_{y,t_c} = v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left( 1 - \frac{\lambda}{\theta} t_c \right) + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} (A \ln A - \bar{A} \ln \bar{A} + \bar{B} \ln \bar{B} - B \ln B)$$

Le tassement total de toutes les couches, lorsque la construction est terminée ( $T$ ), s'exprime comme suit :

$$S_{\text{constr}} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) \frac{T \cdot H}{2} + v \cdot H \frac{\theta}{\lambda^2} \ln \theta + \frac{v^2 \cdot \theta}{\rho \lambda^3} [\theta (\ln \theta - 1) - \bar{B} (\ln \bar{B} + 1)]$$

Les paramètres de déformation  $E_M$ ,  $\theta$  et  $\lambda$  sont obtenus par des essais sur le massif rocheux.

Les calculs décrits ci-dessus sont effectués par incréments; ces résultats ne sont pas précis parce que les caractéristiques de déformation varient à mesure que le barrage s'élève. On utilise actuellement le calcul bidimensionnel aussi bien que tridimensionnel par la méthode des éléments finis, effectué par incréments, avec des modèles rhéologiques appropriés. Les paramètres de projet désirés des modèles sont déterminés lors d'essais en laboratoire. Il est particulièrement important de bien tenir compte du transfert de charge du noyau aux recharges de l'ouvrage.

La déformation volumique de l'enrochement tend à augmenter avec l'augmentation de la non-homogénéité et du diamètre moyen des éléments et à mesure que la qualité de la roche décroît.

Pour réduire le tassement, les recharges devront être constituées de matériaux bien calibrés, durs et non altérés, posés en couches compactées, et arrosés [59].

Les études des barrages en enrochement devront inclure des évaluations des tassements et des déformations des recharges. La bonne corrélation des valeurs obtenues avec les mesures ultérieures sur l'ouvrage réel dépend habituellement des méthodes d'analyse et des facteurs considérés dans l'analyse (méthodes de construction, propriétés de la roche, etc.).

Dans un certain nombre de barrages, la comparaison des déformations calculées avec les tassements et les déplacements mesurés dans l'enrochement des

$$\begin{aligned} A &= \theta + \lambda (t - t_y) \\ B &= \theta + \lambda \cdot t \\ C &= \theta + \lambda \cdot t_y \end{aligned}$$

By the time construction is completed,  $t = T$  and  $S_y$  becomes :

$$S_{y,T} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) \cdot y + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} \cdot (\bar{A} \ln \bar{A} - \bar{B} \ln \bar{B} + \bar{C} \ln \bar{C} - \theta \ln \theta)$$

$$\begin{aligned} \text{where } \bar{A} &= \theta + \lambda (T - t_y) \\ \bar{B} &= \theta + \lambda \cdot T \\ \bar{C} &= \theta + \lambda \cdot t_y \end{aligned}$$

Maximum settlement during construction is determined at a point with coordinate  $y = H/2$  where  $H$  is the height of the dam and is described by a parabolic curve.

During the operating phase, settlement at any point of the embankment can be expressed as follows :

$$S_{y,t_c} = v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left( 1 - \frac{\lambda}{\theta} t_c \right) + \frac{v^2 \theta}{\rho \lambda^3} (A \ln A - \bar{A} \ln \bar{A} + \bar{B} \ln \bar{B} - B \ln B)$$

Total settlement of all layers when construction is completed ( $T$ ) is as follows :

$$S_{\text{constr}} = v \left( \frac{1}{E_M} + \frac{1}{\lambda} \right) \frac{T \cdot H}{2} + v \cdot H \frac{\theta}{\lambda^2} \ln \theta + \frac{v^2 \cdot \theta}{\rho \lambda^3} [\theta (\ln \theta - 1) - \bar{B} (\ln \bar{B} + 1)]$$

Design deformation parameters  $E_M$ ,  $\theta$  and  $\lambda$  are determined from rock mass tests.

The computations described above are performed incrementally; the results vary because deformation characteristics change as the dam is raised. Two-dimensional as well as three-dimensional finite element computations performed in incremental stages are now used with suitable rheological models. The desired parameters of models are determined from laboratory tests. It is especially important that load transfer from core to shells be considered.

Rockfill compressibility tends to increase as non-homogeneity and median particle size increase and rock quality decreases.

To minimize settlement, shells should be filled with strong, unweathered, well-graded rock placed in sluiced, compacted layers [59].

Rockfill dam design analyses should include assessments of shell settlement and displacement. How well values obtained correlate with subsequent prototype measurements usually depends on methods of analysis and factors considered in the analysis (construction procedures, rock properties and so forth).

Comparison of design deformation and actual rockfill shell settlement and displacement measurements for a number of dams indicates that correlation bet-

recharges indique que la corrélation entre les valeurs prédites et les valeurs mesurées dépend de nombreux facteurs, parmi lesquels : le type de barrage, la période d'observation, l'endroit où la mesure est effectuée (couronnement du barrage, talus de la recharge, etc.) [3 et 4]. Le Tableau 3 montre la relation existant entre le tassement observé et le tassement prévu, sur la crête de barrages de différents types, au début de la mise en eau et après dix années d'exploitation; les tassements sont calculés à l'aide de la formule simplifiée de Soydemir et Kjaernsli [131],  $S = \beta \cdot H^\delta$ , où S et H sont respectivement le tassement et la hauteur, exprimés en mètres, et  $\beta$  et  $\delta$  sont des valeurs mesurées. A une exception près, toutes les valeurs moyennes du rapport  $S_{\text{calc}}/S_{\text{obs}}$  dépassent 1; pour quelques barrages, la différence entre  $S_{\text{calc}}/S_{\text{obs}}$  est assez importante.

**Tableau 3**  
**Tassements observés ( $S_{\text{obs}}$ ) et valeurs calculées ( $S_{\text{calc}}$ )**

Type de barrage	Rapports ( $S_{\text{calc}}/S_{\text{obs}}$ )					
	Mise en eau			Après 10 ans de service		
	Valeur moyenne	Valeur maxi.	Valeur mini.	Valeur moyenne	Valeur maxi.	Valeur mini.
Masque d'étanchéité amont (enrochement déversé)	1,22	3,32	0,29	0,96	1,47	0,31
Masque d'étanchéité amont (enrochement compacté)	3,21	7,50	1,56	3,79	6,47	0,99
Noyau incliné	2,68	7,59	0,89	1,71	2,52	0,90

On obtient une meilleure corrélation si l'on a recours à des méthodes de calcul plus précises, et à des paramètres d'entrée mieux définis. Un certain nombre de rapports soumis au Quinzième Congrès International des Grands Barrages (et traitant de l'auscultation des barrages, Question 56) présentaient des données comparatives montrant une bonne corrélation entre le tassement prévu et le tassement observé (R. Priscu, Rapport 34, barrage de Riusor; L. Pi Botta et al., Rapport 43, barrage d'Alicura; Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages, Rapport 74).

Dans les études de barrages en enrochement de grande hauteur, il faut déterminer les contraintes et déformations de l'ouvrage à différentes étapes de sa construction et de son exploitation. Elles servent à estimer l'effet des paramètres suivants sur le comportement du barrage : déformabilité des différentes zones, caractéristiques structurales, échéanciers des travaux et de la mise en eau. Elles peuvent également servir à repérer les zones de fissuration dangereuse dans les éléments imperméables.

ween predicted and measured values depends on many factors including: type of dam, observation period and place of measurement (top of the dam, side of shell and so forth) [3 and 4]. Table 3 shows the relation between observed and predicted settlement in the tops of different types of dams at first filling and after ten years of service; settlement was calculated with the simplified Soydemir and Kjaernsli formula [131],  $S = \beta \cdot H^\delta$ , where S and H are settlement and height in metres, respectively, and  $\beta$  and  $\delta$  are measured values. With one exception, mean values of the ratio  $S_{calc}/S_{obs}$  all exceed 1; with several dams, the difference between  $S_{calc}$  and  $S_{obs}$  is quite substantial.

**Table 3**  
**Observed settlements ( $S_{obs}$ ) and predicted values ( $S_{calc}$ )**

Dam type	Ratio ( $S_{calc}/S_{obs}$ )					
	First filling			After 10 years of service		
	Mean value	Maximum value	Minimum value	Mean value	Maximum value	Minimum value
Membrane face (dumped rock-fill)	1.22	3.32	0.29	0.96	1.47	0.31
Membrane face (compacted rockfill)	3.21	7.50	1.56	3.79	6.47	0.99
Sloping core	2.68	7.59	0.89	1.71	2.52	0.90

Better correlation is achieved with more accurate methods of calculation and better-defined input parameters. A number of the reports submitted to the Fifteenth International Congress on Large Dams (devoted to field observations of dams, Question 56) included comparative data showing good correlation between predicted and observed settlement (R. Priscu, Report 34, Riusor Dam; L. Pi Botta et al., Report 43, Alicura dam; Working Group of the French National Committee on Large Dams, Report 74).

For the design of high rockfill dams, structural stresses and strains at different stages of construction and operation must be estimated. The results are used to estimate impact on dam behaviour of the following: rockfill deformability of different zones, structural features, and construction and reservoir-filling schedules. The results can also be used to predict zones of dangerous cracking in impervious elements.

Les variations de contrainte et de déformation dans les barrages soumis à des charges diverses (masse propre, charge d'eau et activité sismique) sont prédites à partir de relations décrivant les variations de résistance et les mécanismes de déformation du sol sous des contraintes combinées. Les facteurs suivants, entre autres, ont une influence prononcée sur la répartition des contraintes et des déformations : propriétés mécaniques du remblai et du sol de fondation, géométrie du barrage, techniques et rapidité de construction, variations du niveau de retenue et activité sismique. Dans le cas des barrages en enrochement, comme pour les autres barrages, les états de déformation et de contrainte sont prédits à l'aide de méthodes analytiques, expérimentales et numériques.

Les méthodes numériques informatisées (méthode des différences finies et méthode des éléments finis) font aussi partie des options permettant de déterminer les valeurs de contraintes et de déformations.

La théorie de l'élasticité ou la théorie des déformations plastiques sont les cadres utilisés habituellement : on pose différentes hypothèses concernant les relations entre contraintes et déformations et leur dépendance du cheminement des contraintes, les similitudes des états de contrainte et de déformation et l'homogénéité du sol. Cependant, la détermination du nombre de paramètres d'entrée, pour les matériaux grossiers, est un problème non résolu.

L'influence de la rapidité de mise en eau du réservoir sur la répartition des contraintes et le risque de fracturation hydraulique est bien connue; cependant, son effet ne peut pas être calculé, même à l'aide des modèles plus évolués faisant appel à la méthode des éléments finis. Une surveillance appropriée des déformations pendant et après les travaux, ainsi qu'un jugement technique éclairé, reposant sur une expérience vaste et approfondie, restent le meilleur fondement pour l'évaluation du comportement des barrages en enrochement. Les modèles mathématiques les plus avancés ne peuvent servir que de guides, surtout pour les analyses de sensibilité.

Comme la discussion approfondie de ces questions sort du cadre du présent rapport, le lecteur devra se reporter directement aux publications appropriées, particulièrement aux documents publiés par la Commission Internationale des Grands Barrages [83, 99 et 101] ainsi qu'aux comptes rendus du Symposium International sur les Séismes et les Barrages (Beijing, Chine, 1987).

Variation of stress and strain in embankment dams subjected to diverse loads (dead weight of soil, water pressure and seismic activity) is predicted from relationships describing strength-variation and deformation mechanisms of soil under combined stresses. The following factors, among others, have a pronounced impact on distribution of stresses and strains : mechanical properties of embankment and foundation soils, dam geometry, construction techniques and speed of construction, fluctuations in reservoir level and seismic activity. With rockfill dams, as with other dams, stresses and strains are predicted using analytical, experimental and numerical methods.

Computer-aided numerical methods (finite difference method and finite element methods) are also options for determining stress and strain values.

Elasticity theory or deformation plasticity theory are the usual frameworks used : different assumptions are made about relations between stresses and strains and their dependence of the stress path, the similarity of stressed and strained states and soil continuity. However, determining the number of input parameters for coarse materials remains a problem.

The impact of the speed of reservoir filling on stress distribution and risk of hydraulic fracturing is well known, but its impact cannot be computed even with the most sophisticated finite element models. Proper monitoring of deformation during and after construction together with sound engineering judgement based on broad and extensive experience is still the best basis for assessing rockfill dam behaviour. Sophisticated mathematical models can only serve as guides, mainly for sensitivity analysis.

Since further discussion of these issues is beyond the scope of this report, the reader should consult the relevant literature directly, especially the reviews published by the International Commission on Large Dams [82, 99 and 101] and the Proceedings of the International Symposium on Earthquakes and Dams (Beijing, China, 1987).



---

## 6. CONCEPTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT

---

De façon générale, on conçoit un projet de barrage en étudiant les aspects techniques et économiques des options réalisables.

Les facteurs décisifs comprennent : l'existence des matériaux nécessaires à proximité de l'emplacement de l'ouvrage, les aspects géotechniques, géologiques et hydrogéologiques, les caractéristiques des fondations et le climat. La conception du barrage peut également dépendre des pratiques techniques propres à un pays, ou de la disponibilité d'organismes ou d'entreprises de travaux publics spécialisées, capables, par exemple, de construire des masques amont ou écrans internes d'étanchéité en béton bitumineux, ou des parafouilles ou parois étanches par différentes méthodes : injections sous pression ou au jet, techniques de la tranchée à boue, ou hydrofraise.

Sur les 113 barrages examinés, environ 75 % sont des ouvrages en enrochement avec un noyau en terre vertical ou légèrement incliné; les 25 % restants sont des ouvrages en enrochement à masque amont ou à écran interne en béton armé ou en béton bitumineux; ces barrages en enrochement sont depuis quelque temps très largement adoptés. Dans certains pays, les barrages en remblai armé ainsi que les barrages à membrane géosynthétique, à masque métallique ou à noyau injecté connaissent une faveur croissante. Il semble également qu'il existe un avenir pour les barrages construits par sautage.

### 6.1. BARRAGES EN ENROCHEMENT A NOYAU D'ÉTANCHÉITÉ EN TERRE

Pour les barrages de grande hauteur, la solution la plus employée est un ouvrage en enrochement comportant un noyau en terre vertical ou légèrement incliné (Fig. 6). Les barrages de ce type sont économiques et extrêmement stables; leurs raccordements aux appuis latéraux sont fiables; ainsi, ces barrages peuvent être construits à une hauteur plus grande que les ouvrages comportant des dispositifs d'étanchéité d'un autre type. En outre, lorsque des techniques de zonage sont appliquées, on peut utiliser des enrochements rocheux altérés, de faible résistance, peu coûteux à produire, ce qui augmente considérablement la faisabilité de la construction en enrochement.

L'évolution de l'utilisation de l'enrochement, comme matériau pour barrages de types ERfc (barrage en enrochement à masque en béton) et ERie (barrage en enrochement à noyau en terre), a donné lieu à un abandon progressif de l'enrochement déversé au profit de l'enrochement compacté, et a favorisé l'adoption de ces deux types de barrages dont les hauteurs sont de plus en plus grandes.

Les premiers barrages en enrochement étaient en enrochement déversé et à masque en béton. Leur comportement était satisfaisant tant que l'ouvrage ne dé-

---

## 6. ROCKFILL DAM DESIGN

---

Dam designs are generally developed by studying engineering and economic aspects of feasible options.

Decisive factors include availability of required material near the dam site, engineering geology, hydrogeology, foundation features and climate. Dam design can also be influenced by a country's engineering practice or the availability of specialized construction firms or agencies capable of placing bituminous concrete facings and diaphragms, for example, or building cutoffs or diaphragms by pressure or jet grouting, slurry-trench techniques or hydrofraise equipment.

Of the 113 dams reviewed, about 75 % are rockfill structures with vertical or slightly sloping earth cores and the other 25 % are rockfill structures with reinforced concrete and bituminous concrete faces and diaphragms; such rockfill dams have recently found wide application. In some countries, reinforced earth dams as well as dams with geosynthetic membranes, steel faces or grouted cores are becoming increasingly popular. There also seems to be a future for blasted dams.

### 6.1. EARTH-CORE ROCKFILL DAMS

The most popular option for high embankment dams is a rockfill structure with a vertical or slightly sloping earth core (Fig. 6). Such dams are cost effective as well as highly stable structurally, and they can be reliably joined to abutments; this means the dams can be built higher than structures that rely on other seepage control elements. In addition, when zoning techniques are applied, cheap, low-strength, weathered rock can be used as rockfill, considerably increasing feasibility of rockfill dam construction.

The evolution of rockfill use is associated with both concrete-face rockfill dams and earth-core rockfill dams. There was a transition from dumped to compacted rockfill, a trend to adopt concrete-face as well as earth-core rockfill dams and constant increase in height of both types of dams.

Early rockfill dams were concrete-face dams of dumped rock. Performance was satisfactory as long as structures were no more than 75 m high; face cracks and

passait pas 75 m de hauteur; dans les barrages plus hauts, le masque se fissurait et des fuites excessives se produisaient. C'est pourquoi, après quelque temps, on ne construisit plus de barrages de grande hauteur de ce type, et de moins en moins d'ouvrages de hauteur inférieure, par crainte de fuites. Ces premiers barrages en enrochement déversé avaient fait la démonstration de la bonne résistance au cisaillement de l'enrochement déversé et de son utilité pour la construction des barrages. De plus, bien que l'enrochement déversé s'avère peu satisfaisant dans le cas des hauts barrages à masque en béton, l'expérience montrait que ces matériaux étaient parfaitement acceptables pour les hauts barrages à noyau en terre. L'enrochement déversé nécessite un matériau dur, présentant une grande résistance à la compression sans confinement; c'est pourquoi les barrages en enrochement déversé ne peuvent être construits qu'aux endroits où l'on trouve ce type de matériau.

Quand la construction des barrages d'Ambuklao et de Brownlee a commencé, il s'agissait de barrages en enrochement déversé et à noyau en terre. Lorsqu'on découvrit que la roche était trop tendre à Ambuklao et de calibre trop faible à Brownlee, on modifia les projets initiaux pour adopter l'enrochement compacté. De même, le barrage de Cougar a été conçu à l'origine comme un barrage en enrochement déversé. Comme le matériau disponible était de petit calibre, et comme l'expérience montrait que les ouvrages en enrochement compacté se comportaient de façon satisfaisante, on décida de construire plutôt un barrage en enrochement de ce type à noyau en terre. Les boteurs utilisés pour le compactage ont été progressivement remplacés par des rouleaux vibrants lisses; les rouleaux vibrants avaient fait la preuve de leur utilité lors de la construction du barrage en enrochement à masque en béton de Quoich, dont le tassement s'était avéré négligeable.

L'élan étant donné, le passage de l'enrochement déversé à l'enrochement compacté a été rapide; l'enrochement compacté est rapidement devenu la norme pour les barrages à noyau en terre. Toutefois, l'expérience acquise n'indiquait pas la nécessité du compactage si la roche était dure. Tous les barrages en enrochement déversé et à noyau en terre se comportaient bien, beaucoup d'entre eux atteignant des hauteurs de 120 à 150 m. Le passage à l'enrochement compacté à 100 % pour les barrages à noyau en terre n'était pas nécessaire, surtout parce qu'un module de déformation volumique élevé n'était pas toujours exigé. Ainsi, l'enrochement déversé sera satisfaisant pour les zones extérieures d'un barrage à noyau en terre, où la déformation volumique n'affecte généralement pas le comportement du noyau et où une forte résistance au cisaillement est un atout.

Bien que la résistance au cisaillement d'un enrochement déversé ne puisse pas être déterminée par des essais, l'expérience indique qu'elle dépasse  $45^\circ$ . L'angle de talus naturel de  $30^\circ$  (1,3H : 1V) ne représente pas la résistance de l'enrochement. Les premiers barrages en enrochement déversé, de 25 à 30 m de hauteur, avaient des pentes de 0,5H : 1V dans le tiers supérieur et de 0,75H : 1V ou de 1H : 1V dans le tiers inférieur. Cependant, pour les pentes plus accentuées que 1,3H : 1V, une couche de gros blocs bien rangés est indispensable pour retenir l'enrochement déversé. La rupture d'un banc d'enrochement de 61 m au barrage de Hell Hole montre bien la résistance d'un enrochement déversé. Le reste du massif de 61 m, qui demeurait intact, faisait une pente de  $50^\circ$ . L'analyse dite de pente infinie, dans l'hypothèse d'une pente de 1,3H : 1V et d'une résistance au cisaillement de  $50^\circ$ , donne un coefficient de sécurité de 1,55. L'expérience acquise au barrage de Hell Hole montre également que l'enrochement déversé est extrêmement résistant à

excessive leakage appeared in higher dams. High concrete-face rockfill dams stopped being built after a while as a result, and fewer low concrete-face dams of dumped rockfill were built too because of leakage. These early rockfill dams nevertheless demonstrated the high shear strength of dumped rockfill and its usefulness as a dam building material. And though dumped rockfill proved unsatisfactory for high concrete-face rockfill dams, experience showed it was perfectly acceptable for high earth-core rockfill dams. Dumped rockfill requires sound rock of high unconfined compressive strength, however; hence dams of dumped rockfill can only be built at sites where such rock is available.

The Ambuklao and Brownlee dams were started as earth core dams of dumped rockfill. When the rock turned out to be too weak at Ambuklao and too small at Brownlee, a switch was made to compacted rock. The Cougar Dam as well was initially designed as a dumped rockfill dam. Since small-particle rock was available, however, and experience was proving that structures of compacted rock were satisfactory, a compacted earth-core rockfill dam was finally built instead. The dozers used for compaction were gradually replaced by smooth drum vibratory rollers; vibratory rollers had proved their utility at the Quoich concrete-face rockfill dam where settlement was negligible.

Once begun, the transition from dumped to compacted rockfill was rapid; compacted rockfill quickly became standard for earth-core rockfill dams. However, there was no experience to indicate compaction was necessary if the rock was sound. All earth-core rockfill dams of dumped rockfill performed well, including many 120 m to 150 m high. The switch to 100 % compacted rockfill for earth-core dams was unnecessary, especially since a high modulus of compressibility was not always required. Dumped rockfill should be satisfactory for the outer zones of an earth-core rockfill dam, where compressibility does not generally affect core behaviour and high shear strength is an asset.

Though shear strength of dumped rockfill cannot be determined by testing, experience suggests it exceeds  $45^\circ$ . The  $30^\circ$  angle of repose (1.3H : 1V) does not represent the strength of the rockfill. Early dumped rockfill dams 25 m to 30 m high had 0.5H : 1V slopes in the upper third and 0.75H : 1V or 1H : 1V slopes in the lower third. However, for slopes steeper than 1.3H : 1V, a surface layer of placed rock is required to retain the dumped rockfill. The breaching failure of the 61-m lift at Hell Hole Dam again indicated the strength of dumped rockfill. The 61-m lift that remained intact sloped  $50^\circ$ . Infinite slope analysis assuming a 1.3H : 1V slope and  $50^\circ$  shear strength yields a safety factor of 1.55. The Hell Hole Dam experience also showed that dumped rockfill is highly resistant to erosion by water passing through the rockfill. An unseasonal major flood prevented core and filter placement for the sloping core dam from reaching design safe height. Sustained leakage up to  $430 \text{ m}^3/\text{s}$  emerged safely at a height of 18 m on the downstream face

l'érosion par l'eau traversant l'enrochement. Une importante crue hors saison a retardé la mise en place du noyau et du filtre de ce barrage à noyau incliné, qui n'avait pas atteint la hauteur de sécurité prévue. Une fuite soutenue, atteignant 430 m<sup>3</sup>/s, s'est produite, sans autre dégât, à une hauteur de 18 m sur le parement aval, avant qu'un débit plus considérable ne provoque en aval un effondrement par érosion, entraînant finalement la formation d'une brèche.

Les couches d'enrochement déversé comportent trois zones : une zone supérieure composée de petits blocs et d'éléments fins remplissant les vides à la suite de l'arrosage pendant la mise en place; une zone moyenne de blocs enchevêtrés de taille intermédiaire, avec vides partiellement remplis; enfin, une zone inférieure très perméable, composée de gros blocs enchevêtrés, présentant un pourcentage élevé de vides non remplis et un faible module. Lorsque l'eau traverse l'enrochement, la zone inférieure joue le rôle de dissipateur d'énergie perméable laissant ressortir l'écoulement en amortissant son énergie et sans déplacer les blocs, comme on peut le constater lorsque des crues se produisent pendant la construction d'un barrage, avant que le noyau incliné ne soit mis en place.

Les études de projet doivent inclure une évaluation de la roche et de l'enrochement provenant des excavations nécessaires et des carrières éventuellement exploitables, afin que le cahier des charges et les zones du barrage puissent être définis de façon à utiliser le mieux possible les matériaux disponibles. Les spécifications seront établies pour assurer que l'enrochement de carrière sera acceptable. Les valeurs maximales en % d'éléments passant un tamis de 2,54 cm, de 0,64 cm ou n° 200, sont précisées afin que les matériaux constitués surtout de terre ou présentant un pourcentage excessif de fines soient rejetés. Quand la roche convient, on considère que le matériau a la résistance voulue pour l'enrochement si un maximum de 50 % de ce matériau passe le tamis de 2,54 cm, et qu'un maximum de 10 % passe le tamis n° 200. Pour la mise en place de l'enrochement, la grosseur maximale est spécifiée en même temps que l'épaisseur des couches et la méthode de mise en place. L'épaisseur des couches et le nombre de passes du rouleau vibrant (habituellement un rouleau de 10 tonnes) sont également précisés. Si une zone doit être arrosée, la proportion eau-enrochement est indiquée; habituellement, elle est de 0,2/1 en volume. L'arrosage est effectué sur le lieu de déversement.

Le barrage d'Akosombo a été conçu au début de la période de transition entre l'enrochement déversé et l'enrochement compacté. Des couches de 1 m ont été mises en place dans une zone adjacente aux filtres en matériaux grossiers, suivies par des couches plus épaisses d'enrochement compacté, et finalement par de l'enrochement déversé dans les zones extérieures. Le barrage de Gechi a été construit selon une combinaison analogue d'enrochement compacté et d'enrochement déversé. Depuis lors, il est habituel, quand l'enrochement est de bonne qualité, de constituer une zone interne en couches de 1 m d'enrochement compacté, et une zone externe en couches de 2 m d'enrochement compacté. Par contre, si la roche est tendre, chaque cas est différent; des couches moins épaisses, un plus grand nombre de passes du rouleau et un plus grand volume d'eau sont généralement prescrits.

before greater flow provoked a downstream face-ravelling failure that eventually led to breaching.

Lifts of dumped rockfill have three zones : an upper zone composed of small rocks with fines in the voids from sluicing during placement; a middle zone of interlocked medium-size rock with partially filled voids; and a very pervious, lower zone of interlocked large rock with a high percent of unfilled voids and a low modulus. When water passes through rockfill, the lower zone acts as a pervious energy dissipator allowing flow to emerge with little energy and without rock movement as demonstrated when floods occurred during dam construction before a sloping core could be placed.

Project design should include assessment of rock and rockfill from required excavations and potential quarries such that dam specifications and zoning can be designed for the best possible use of available rock. Specifications should be drafted to ensure quarry-run rockfill is acceptable. Maximum percentages for particles passing a 2.54 cm, 0.64 cm or No. 200 screen are specified so that predominantly earth loads or loads with excessive fines will be rejected. Where the rock is competent, the material will be of rockfill strength if no more than 50 % of the material passes a 2.54 cm – screen and no more than 10 % passes a No. 200 screen. For placed rockfill, maximum size and method of placement are specified. Lift thickness and the number of passes of the vibratory roller (usually 10 static tons) are also specified. If a zone is to be watered, the water-to-rock ratio is usually 0.2 : 1 by volume. Sluicing is performed at the site of dumping.

The Akosombo dam was designed during the early period of the transition to compacted rock. Lifts of 1 m were placed in a zone adjacent to the coarse filters, followed by thicker layers of compacted rockfill and finally dumped rockfill in the outer zones. The Gechi dam was built with a similar combination of compacted and dumped rockfill. Since then, practice with sound rockfill has been to use an inner zone with 1-m lifts of compacted rockfill and an outer zone with 2-m lifts of compacted rockfill. With weak rock, on the other hand, each case is different; thinner lifts, more roller passes and more water are generally specified.

## 6.2. BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT EN BÉTON ARMÉ OU A ÉCRAN INTERNE D'ÉTANCHÉITÉ

Les barrages comportant un masque en béton armé sont de plus en plus nombreux depuis une vingtaine d'années. Une quarantaine de ces barrages, de hauteur supérieure à 50 m, ont été construits depuis 1970.

Les plus hauts barrages en enrochement à masque en béton armé ont environ 160 m de hauteur (Foz do Areia, Brésil [89]); le barrage d'Aguamilpa, actuellement en construction au Mexique, aura une hauteur de 190 m. Parmi les 15 barrages en enrochement à masque en béton armé, décrits dans les publications examinées dans le cadre de la présente étude, on signale : Salvajina (148 m), Alto Anchicaya (140 m, Fig. 7) et Golillas (129 m) en Colombie; Mangrove Creek (80 m), Glennies Creek (65 m), Boondooma (64 m) et Kangaroo Creek (61 m), en Australie; Lajoie (86 m), au Canada; et Fades (68 m), en France.

Avant 1960, les recharges des barrages à masque en béton armé étaient généralement constituées d'enrochement résistant, calibré, déversé en couches épaisses avec arrosage. Le tassement ultérieur était souvent considérable et provoquait la déformation des masques, la dislocation des joints entre les dalles de béton et des fuites telles qu'il fallait abaisser le niveau du réservoir pour effectuer les réparations nécessaires (exemples : les barrages de Salt Springs et de Paradela).

Vers le milieu des années 60, la conception et la construction des barrages se sont modifiées considérablement : des couches de 1 à 2 m d'épaisseur, fortement compactées, remplaçaient désormais les couches épaisses d'enrochement déversé; de plus, la disposition des joints des dalles de béton, ainsi que leur étanchéité et leur finition s'étaient améliorés [108]. A l'heure actuelle, le barrage en enrochement à masque en béton constitue une solution compétitive. Les talus, tant en amont qu'en aval, présentent des pentes de 1,3H : 1V à 1,4H : 1V, lorsque l'on dispose d'un enrochement de bonne qualité. Si l'enrochement est plus faible, ou si la fondation est de moindre résistance, les pentes peuvent être moins accusées. Si l'on utilise des matériaux roulés, les pentes ne doivent pas avoir une inclinaison supérieure à 1,5H/1V; des pentes plus raides favoriseraient l'érosion des talus.

Si l'enrochement utilisé est un matériau sain, les couches sont plus minces en amont de façon à assurer un module plus élevé et une masse volumique supérieure aux endroits où cela est nécessaire. Des couches plus épaisses en aval sont également économiques, car l'exécution s'en trouve moins coûteuse et nécessite moins d'enrochement; une couche d'enrochement de 2 m d'épaisseur est de 7 à 9 % moins dense qu'une couche de 1 m; proportionnellement, elle comporte donc moins de matériau. Dans un certain nombre de barrages récemment construits, on a utilisé de l'enrochement déversé au pied aval.

Le barrage de Mangrove Creek, construit en aleurolite de faible résistance, entre autres matériaux, est un bon exemple d'une configuration économiquement rentable. Le talus amont présente une pente de 1,5H : 1V et le talus aval 1,6H : 1V. L'enrochement de grès et d'aleurolite, disposé à la partie inférieure de la recharge, a une masse volumique d'environ 2 060 kg/m<sup>3</sup> et présente des angles de frottement ( $\varphi$ ) de 34 à 38°. Les angles de frottement à la partie supérieure de la recharge sont de 38 à 45°, suivant la masse volumique du matériau.

## **6.2. REINFORCED-CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS AND ROCKFILL DAMS WITH INTERNAL DIAPHRAGM**

Dams with reinforced concrete faces have been on the increase for the last two decades. About 40 such dams more than 50 m high have been constructed since 1970.

The highest reinforced-concrete face rockfill dams are about 160 m high (Foz do Areia, Brazil [89]), although the Aguamilpa dam, under construction in Mexico, is to be built to a height of 190 m. Among the 15 rockfill dams with reinforced concrete faces discussed in the literature and reviewed for this report are the following: the Salvajina (148 m), the Alto Anchicaya (140 m) (Fig. 7) and the Golillas dams (129 m) in Colombia; the Mangrove Creek (80 m), Glennies Creek (65 m), Boondooma (64 m) and Kangaroo Creek (61 m) dams in Australia; the Lajoie (86 m) dam in Canada; and the Fades dam in France (68 m).

Before 1960, shells of reinforced-concrete face rockfill dams were generally built of strong, graded rock dumped in thick layers and compacted by sluicing. Post-construction settlement was often considerable, resulting in facing deformation, dislocation of joints between concrete slabs and leakage such that reservoir drawdown was required so repairs could be performed (the Salt Springs and Paradela dams, for example).

By the mid-sixties, dam design and construction had changed dramatically: heavily compacted 1-m to 2-m lifts had replaced thick layers of dumped rockfill and concrete-slab joint layouts, joint sealings and facings had all improved [108]. Today, concrete-face rockfill dams are a cost-effective option. Upstream and downstream slopes alike range from 1.3H:1V to 1.4H:1V when good quality rockfill is available. With weaker rock or low-strength foundations, slopes may have to be flatter. With gravel fill, slopes must be no steeper than 1.5H:1V; steeper slopes cause ravelling.

When the rockfill is of sound material, lifts are thinner upstream to provide high modulus and associated high density where needed. Thicker lifts downstream are also cost effective because construction costs are lower and less rockfill is required; a 2-m rockfill lift is about 7% to 9% less dense than a 1-m lift, and this means less rock is required. In a number of recently built dams, dumped rockfill was used at the downstream toe.

The Mangrove Creek dam, built of low-strength aleurolite, among other materials, is a good example of a cost-effective configuration. Upstream slope is 1.5H:1V and downstream slope is 1.6H:1V. The aleurolite-sandstone rockfill placed at the bottom of the shell at a density of about 2 060 kg/m<sup>3</sup> featured friction angles ( $\phi$ ) of 34° to 38°. Friction angles in the top part of the shell ranged from 38° to 45° depending on fill density.



On peut armer les enrochements dans le but d'accroître leur stabilité vis-à-vis du risque de déversement ou de submersion au cours des travaux.

Comme une description approfondie de la conception des barrages en enrochement à masque en béton armé sort du cadre du présent rapport, le lecteur est prié de se reporter au Bulletin 70 de la CIGB « Barrages en enrochement à masque de béton ».

### **6.3. BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE AMONT OU A ÉCRAN INTERNE D'ÉTANCHÉITÉ EN BÉTON BITUMINEUX**

Cette catégorie d'ouvrage de retenue paraît prometteuse. Étant donné la plasticité thermique du béton bitumineux, ces barrages sont fiables et résistent à divers effets climatiques, tant que la composition granulométrique est appropriée. Comme le béton bitumineux peut être coulé à chaud, ces ouvrages peuvent être construits même par temps froid. Le béton bitumineux a été largement utilisé dans les masques amont et dans les écrans internes de barrages construits en Allemagne, en Autriche, en France et ailleurs [3, 4, 98 et 109], parce qu'il est imperméable et très déformable.

Il existe trois types de masque en béton bitumineux : à une couche, à deux couches et à trois couches; le choix dépend de la conception et de la hauteur du barrage, du tassement prévisible et des conditions d'exploitation.

Les couches imperméables ont une épaisseur d'au moins 6 cm, sauf la couche inférieure d'un masque à triple épaisseur, qui a une épaisseur de 4 à 6 cm. La surface du masque est recouverte d'une couche protectrice qui élimine les inégalités et empêche la formation de glace. Les masques en béton bitumineux sont beaucoup plus faciles à réparer que les écrans internes d'étanchéité. En outre, la mise en place d'un masque bitumineux amont est rapide; sa construction ne ralentit pas la mise en place de l'enrochement, à l'inverse des écrans d'étanchéité en béton bitumineux. En d'autres termes, les masques amont sont généralement préférables aux écrans internes d'étanchéité.

Ces derniers présentent cependant des avantages. En effet, les masques sont exposés aux intempéries et aux variations de niveau des réservoirs, aux variations de température de l'air, aux rayonnements ultra-violets et à l'action des glaces. Ils sont également soumis à d'importantes déformations dues au tassement des massifs. Par contre, les écrans internes d'étanchéité, se trouvant à l'intérieur des ouvrages, ne sont pas soumis à ces phénomènes. On peut atténuer l'effet nuisible des déformations irrégulières sur les écrans d'étanchéité en choisissant entre un écran vertical ou un écran légèrement en pente. En outre, les écrans internes peuvent être constitués de béton bitumineux moulé, alors que seul le béton bitumineux compactable ou plastique convient aux masques. Comme l'écran interne d'étanchéité est construit en même temps que le barrage, la mise en eau peut commencer au tout début des travaux. Parmi les barrages munis d'un écran interne d'étanchéité mentionnés dans les publications examinées, on note les barrages de Finstertal en Autriche (149 m), Storvatn en Norvège (98 m, Fig. 8), Kleine Kinzig, Wehebachtalsperre et Wiehltalsperre en Allemagne (70 m, 53 m et 49,5 m respectivement). Pour accroître la sécurité de l'ouvrage, le barrage de Wiehltalsperre comporte un masque en béton bitumineux en plus de l'écran interne d'étanchéité.

Rockfill reinforcement can be used to increase stability where there is a possibility of overtopping or submersion during construction.

Since a comprehensive discussion of reinforced-concrete face rockfill dam design is beyond the scope of this report, the reader is referred to ICOLD Bulletin 70, Rockfill Dams with Concrete Facing.

### **6.3. ROCKFILL DAMS WITH BITUMINOUS-CONCRETE FACE AND DIAPHRAGM**

This is a promising type of retaining structure. Given the thermal plasticity of bituminous concrete, such structures are reliable and durable under diverse climate conditions as long as aggregate composition is appropriate. Since bituminous concrete can be placed hot, structures can be built even during cold weather. Bituminous concrete has been widely used for facings and diaphragms of structures in Germany, Austria, France and elsewhere [3, 4, 98 and 109] because it is impervious and very deformable.

There are three types of bituminous concrete faces (single-layer, double-layer and triple-layer). The choice depends on the design and height of the dam, expected settlement and operating conditions.

Impervious layers are at least 6 cm thick, except the bottom layer in a triple-layer face which is 4 cm to 6 cm thick. The surface of the face is covered with a protective layer that eliminates unevenness and prevents ice formation. Bituminous concrete facings are much easier to repair than diaphragms. In addition, upstream bituminous facings can be built rapidly and their construction therefore does not slowdown rockfill placement, as is the case with bituminous concrete diaphragms. In other words, an upstream face is generally a preferable option to a diaphragm.

There are, however, advantages to the diaphragm. Faces are exposed to weather and reservoir conditions (to variations in air temperature, to ultraviolet radiation, to fluctuations in water level, and to ice attack). They are also subject to severe deformation as a result of shell settlement. Diaphragms, on the other hand, are inside the structure and are thus not subjected to these phenomena. An adverse impact on the diaphragm of non-uniform deformation in the structure can be mitigated by selecting a vertical or slightly sloping diaphragm. Besides, diaphragms can be made of cast bituminous concrete, whereas only compactible or plastic bituminous concrete is suitable for faces. Since the diaphragm is built at the same time as the dam, reservoir filling can start as soon as construction of the dam begins. Among the dams with diaphragms mentioned in the literature reviewed for this report, the following are noteworthy: Finstertal dam in Austria (149 m); Storvatn dam in Norway (98 m, Fig. 8); Kleine Kinzig, Wehebachtalsperre and Wiehltalsperre dams in Germany (70 m, 53 m and 49.5 m respectively). To increase dam safety, the Wiehltalsperre dam has a bituminous concrete face as well as a diaphragm.

Les Bulletins 32 a et 42 de la CIGB décrivent dans le détail la conception et la construction de ces catégories de barrage.

#### **6.4. BARRAGES EN ENROCHEMENT A NOYAU INJECTÉ**

Ces barrages sont construits en injectant des coulis de ciment ou de ciment et argile dans le matériau de sable et gravier de la partie principale du barrage. Des exemples de ce type d'ouvrage sont : les barrages de Papanskaya et d'Atbsahi en Russie, de 99 m et 84 m de hauteur respectivement, et le barrage de Funagira, au Japon (20 m). On peut s'attendre à un développement de ce type de barrage étant donné que de tels ouvrages peuvent être construits sans batardeau sur des fondations perméables, comme le barrage de Maina en Russie. En outre, les noyaux injectés peuvent être combinés à d'autres éléments d'étanchéité (noyaux en terre, géomembranes, etc.).

#### **6.5. BARRAGES CONSTRUITS PAR SAUTAGE**

Pour la construction de hauts barrages en enrochement, la méthode du remblai construit par sautage à l'explosif présente de nombreux avantages. L'expérience des sautages orientés indique que l'application de cette méthode à grande échelle est prometteuse, car elle permet une exécution économique et rapide des travaux de barrage.

Le type et la conception des barrages construits par sautages orientés dépend de la topographie de la vallée rocheuse, et des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site, ainsi que du but du barrage et des propriétés des matériaux rocheux.

La compacité de l'enrochement formé par sautage est très proche de celle des enrochements compactés. En général, la composition granulométrique du matériau rocheux, dans les barrages ainsi construits, dépend des diaclases existant à l'origine dans le massif rocheux et, dans une moindre mesure, des méthodes de forage et de sautage employées. Ainsi, le comportement de l'enrochement dans l'ouvrage peut être prédit à partir de la composition naturelle de la masse rocheuse.

La Russie a une expérience considérable de la construction de barrages par sautages. Pour l'instant, deux ouvrages de ce type en sont au stade de la conception; il s'agit des barrages de Kambaratinskaya-1 (232 m) et de Kambaratinskaya-2 (60 m). Des ouvrages analogues ont été construits dans d'autres pays, deux en Chine, par exemple, celui de Nanshui (81,3 m), en 1971, et celui de Shibianyu (82 m), en 1973 [107 et 133]. Le premier a un masque amont incliné en terre, et le second un masque en béton bitumineux.

ICOLD Bulletins 32 a and 42 cover in detail the design and construction of these types of dam.

#### **6.4. ROCKFILL DAMS WITH GROUTED CORES**

These dams are constructed by injecting cement or clay-and-cement grouts into the sand-and-gravel earth material of the main portion of the dam. Examples of this type of dam are the Papanskaya and Atbsahi dams in Russia (99 m and 84 m respectively) and the Funagira dam in Japan (20 m). Further development of such dam designs is warranted given that dams of this type can be constructed without cofferdams and on permeable foundations (like the Maina dam project in Russia). In addition, grouted cores can be combined with other seepage control elements (earth cores, geomembranes and so forth).

#### **6.5. BLASTED DAMS**

For construction of high rockfill dams, the blast-fill method has many advantages. Experience to date with oriented blasts suggests that large-scale application of the method is a promising avenue for faster, and more economical dam construction.

Type and design of dams built by oriented blasting depend on the topography of the rock canyon, the geological, engineering and hydrological site conditions, the purpose of the dam, and the properties of the rock material.

The density of the rockfill formed by the blast is very close to that of compacted shells. In general, grain-size composition of rock material in blasted dams depends on the original jointing of the rock mass and, to a much lesser extent, on drilling and blasting methods. This means that rockfill performance in the structure can be predicted from the natural composition of the rock mass.

Russia has considerable experience with blasted structures. At the moment, two blasted structures (the Kambaratinskaya-1 (232 m) and Kambaratinskaya-2 (60 m) dam projects) are in the design phase. Similar structures have been built in other countries. Two blasted structures were built in China, for example, the Nanshui dam (81.3 m) in 1971 and the Shibianyu dam (82 m) in 1973 [107 and 133]. The former has an inclined soil face and the latter a bituminous face.

## **6.6. BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC ÉTANCHÉITÉ PAR GÉOMEMBRANE**

Ces barrages sont généralement utilisés pour des charges d'eau de 30 à 40 m, et parfois plus. C'est une conception prometteuse pour les barrages et batardeaux provisoires, destinés à être utilisés pendant une courte période et intégrés ensuite au barrage principal, comme c'est le cas au barrage de Nurek en Russie. Parfois, les géomembranes sont employées conjointement avec d'autres dispositifs d'étanchéité. Dans le barrage d'Atbashi, par exemple, on trouve un noyau injecté sur les 35 premiers mètres de hauteur de l'ouvrage, puis une membrane en plastique sur les 44 mètres de la partie supérieure. Le chlorure de polyvinyle, le polyéthylène ou le bryzol-caoutchouc butyl, dans des épaisseurs de 0,6 mm à 5 mm, sont les matériaux habituels des géomembranes, pour masques amont ou membranes internes d'étanchéité. Un certain nombre de mesures (parmi lesquelles le doublement des éléments d'étanchéité), peuvent être prises en prévision des défauts caractéristiques de toutes les membranes plastiques : coupures, perforations, brûlures, etc.

## **6.7. BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC PAROI MOULÉE ÉTANCHE**

La technique de la tranchée à boue est employée pour construire aussi bien des parafoilles dans les fondations que des écrans d'étanchéité dans les corps de barrage. L'Allemagne a l'expérience de cette méthode : barrages de Formitz (33 m), de Brombach (18 m) et d'Igelsbach (21,5 m). Au barrage de Frauenau, terminé en 1983, un écran a été construit pour améliorer la fiabilité du noyau. Contrairement aux écrans construits par la méthode humide, avec de la boue de bentonite, l'écran d'étanchéité du barrage de Frauenau a été construit en disposant à sec, dans la tranchée, un mélange de glaise, d'argile et de sable, en couches de 1,2 m à 1,5 m.

A cause de la rigidité du béton, les écrans internes d'étanchéité en béton posent de nombreux problèmes. Beaucoup sont soumis à une fissuration intense, comme celui du barrage Kebir, en Tunisie. Le béton plastique est une solution attrayante, en particulier du fait de la mise au point d'un nouvel équipement puissant, capable de forer à des profondeurs dépassant 120 m.

## **6.8. BARRAGES EN ENROCHEMENT ARMÉ**

Dans certains ouvrages de retenue et barrages expérimentaux, on a eu recours à la technique du remblai armé. De nouveaux barrages en enrochement armé ont été construits récemment en France; par exemple, les barrages de Maraval (8 m) et de Conqueyrac (21,5 m) s'ajoutent aux deux exemples bien connus du Vallon des Bimes (9 m) et d'Estelle (29,5 m) [132].

Le talus amont du barrage de Maraval a été recouvert d'un géotextile imprégné de bitume, et le talus aval de toile synthétique ancrée dans le remblai. Le talus aval vertical a été stabilisé en mobilisant tout le remblai du barrage pour

## **6.6. ROCKFILL DAMS WITH GEOMEMBRANES AS IMPERVIOUS ELEMENTS**

These dams are generally used for heads up to 30 or 40 m, though they are sometimes used with even higher heads. This is a promising type of design for temporary dams and cofferdams that are to be used for a limited period and then integrated in the main dam, as at the Nurek dam in Russia. Sometimes geomembranes are used in conjunction with other seepage control elements. At the Atbashi dam, for example, a grouted core was used for the lower 35 m of the structure and a plastic membrane diaphragm for the upper 44 m. Polyvinyl chloride, polyethylene or butyl rubber bryzol membranes 0.6 mm to 5 mm thick are the usual choices for geomembrane materials for dam faces or diaphragms. A number of measures (among them duplication of seepage control elements) can be taken to mitigate typical drawbacks of all plastic membranes (cuts, punctures, burn-throughs and so forth).

## **6.7. ROCKFILL DAMS WITH SLURRY TRENCH SEEPAGE CONTROL ELEMENTS**

The slurry trench method is used to build cutoff curtains in dam foundations as well as seepage control elements in dam embankments. Germany has experience with this method: the Formitz dam (33 m), the Brombach dam (18 m) and the Igelsbach dam (21.5 m). A diaphragm was built to improve core reliability of the Frauenau dam, completed in 1983. Unlike the diaphragms built with the wet method and bentonite slurry, the diaphragm for the Frauenau dam was built by placing a mixture of loam, clay and sand in 1.2 m to 1.5 m lifts in the trench in the dry.

Because of the rigidity of concrete, however, concrete diaphragms pose many problems. Many of them crack badly, the Kebir dam in Tunisia, for example. Plastic concrete is an attractive alternative however, especially with the development of new, powerful equipment capable of drilling diaphragms as deep as 120 m or even deeper.

## **6.8. ROCKFILL DAMS WITH ROCKFILL REINFORCEMENT**

For certain retaining walls and experimental dams, the earth material was reinforced during construction. New rockfill dams with reinforcement have been built recently in France; for example, the Maraval (8 m) and Conqueyrac (21.5 m) dams add to the two already well-known French dams of reinforced earth, the Vallon des Bimes (9 m) and Estelle (29.5 m) dams [132].

The upstream slope of the Maraval dam was covered with geotextile impregnated with bitumen, and the downstream slope was lined with synthetic canvases keyed into the embankment. The vertical downstream slope was stabilized

obtenir cette stabilité. Au barrage de Conqueyrac, un masque amont en béton armé a été construit sur la pente de 0,25H:1V. Le talus aval (0,35H:1V) est constitué de murs verticaux en béton armé, étagés et reliés au massif amont par des tirants horizontaux. D'autres types de construction pour barrages en enrochement armé sont également réalisables [54].

## **6.9. BARRAGES EN ENROCHEMENT DANS LES RÉGIONS NORDIQUES ET HAUTES TERRES**

Les publications étudiées indiquent que les barrages en enrochement sont des solutions prometteuses dans les régions arctiques. C'est l'option la plus économique dans les régions de pergélisol, ainsi que le long de cours d'eau où des formations sous-jacentes de « talik » ont une épaisseur notable. Les aspects géologiques, géotechniques et cryologiques revêtent, toutefois, une grande importance; ils peuvent nécessiter une conception comportant un barrage en béton dans le lit du cours d'eau, et des ouvrages en enrochement sur les rives.

La construction de barrages à noyau en terre dans les régions arctiques est très exigeante en termes de main-d'œuvre et de temps, à cause de la nécessité de réchauffer les sols cohérents dans les zones d'emprunt, les matériaux mis en tas pour l'hiver, et les matériaux à compacter par temps froid. On peut éviter ces difficultés si l'on effectue ce travail pendant l'été. Les ouvrages en enrochement dotés d'organes d'étanchéité en matériaux non terreux (écrans en béton bitumineux, par exemple) présentent des perspectives prometteuses dans ces régions.

L'humidité et le froid ont un effet important sur la déformabilité d'un barrage en enrochement et de ses fondations. Dans la plupart des cas, cet effet sur l'ouvrage et ses fondations est favorable, car les matériaux gelés sont plus résistants, plus stables et plus imperméables que les matériaux qui ne le sont pas.

Il faut tenir compte des questions de température et d'humidité, si l'on doit construire un ouvrage en matériau de faible résistance, peu compacté, dans des régions avec alternance de gel et de dégel; les détériorations aux interfaces peuvent avoir de lourdes répercussions sur le tassement et la déformation des recharges.

by involving the entire embankment of the dam in achieving stability. In Conqueyrac dam, a reinforced concrete facing was constructed on the upstream slope (0.25H:1V). The downstream slope (0.35H:1V) consists of step-like vertical reinforced-concrete walls connected to the upstream slope by horizontal anchors. Other designs for dams with rockfill reinforcement are feasible [54].

## **6.9. ROCKFILL DAMS IN NORTHERN AND HIGHLAND CONDITIONS**

The literature indicates that rockfill dams are promising options for arctic conditions. They are the most cost-effective choice for permafrost areas and along major rivers where underlying talik formations are thick. Much depends on geological, engineering and cryological conditions, however; these may demand a design calling for a concrete dam in the river channel and rockfill structures on the banks.

Building dams with earth cores under arctic conditions demands considerable labour and time for thermal reclamation of cohesive soil in borrow pits and winter storage piles and during winter compaction on site. These difficulties can be avoided if this part of the work is performed during the summer. Rockfill structures with non-earth seepage control elements, such as bituminous concrete diaphragms, are a promising approach, for arctic conditions.

Humidity and cold affect the deformability of a rockfill dam and its foundations substantially. In most cases, the effect on the fill and the foundation is favourable, since frozen earth material is stronger, more stable and more impervious than thawed material.

Thermal and moisture conditions should be considered if a structure is to be built of low-strength material that is not well compacted in regions with a freeze-thaw cycle; interface deterioration can have a pronounced affect on shell settlement and displacement.



---

## 7. MÉTHODES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES EN ENROCHEMENT

---

Les barrages en enrochement contiennent en général des millions de mètres cubes de matériaux. Les techniques utilisées pour résoudre les problèmes d'exécution sont, en conséquence, des facteurs importants pour la réalisation de ce type d'ouvrage (techniques d'exploitation de carrière, méthodes utilisées pour obtenir une granulométrie optimale du matériau rocheux, méthodes de mise en place et de compactage permettant de minimiser les tassements ultérieurs et de maximiser les propriétés de résistance de l'enrochement, etc.).

### 7.1. FORAGE, SAUTAGE ET DÉFONÇAGE MÉCANIQUE DE LA ROCHE

On détache habituellement la roche par sautage. Les trous (en général de 75 mm à 150 mm de diamètre) sont forés verticalement ou en biais, parallèlement au front d'attaque. La profondeur de forage dépend de la hauteur des gradins de taille prévus; cependant, les forages sont généralement exécutés à des profondeurs de 10 à 15 m. Les foreuses à percussion rotative font partie de l'équipement de forage courant. Les forages sont exécutés sur une ou plusieurs rangées, à quelques mètres d'intervalle. Si l'on fore plus d'une ligne de trous, on utilise alors des techniques de sautage à faible retard permettant de maximiser les intervalles entre rangées. Le choix de l'explosif est important; on utilise fréquemment des explosifs nitrate-combustible, peu coûteux.

Le défonçage mécanique effectué à l'aide de défonceuses tractées ou montées sur des tracteurs lourds est la meilleure solution pour détacher la roche tendre et stratifiée, les matériaux rocheux altérés (schiste, argilite, aleurolite, etc.). La profondeur du défonçage dépend des caractéristiques du sol et du modèle de défonceuse; elle est généralement de 0,5 m à 2,0 m. Le défonçage permet une réduction de coût atteignant 50 %, comparativement au forage et au sautage. Les défonceuses mécaniques sont efficaces lorsqu'on les utilise conjointement avec des décapeuses lourdes pour enlever le matériau rocheux.

### 7.2. GRANULOMÉTRIE DE L'ENROCHEMENT

La granulométrie du matériau rocheux extrait de la carrière après sautage dépend surtout des réseaux de diaclases existant dans le massif rocheux, bien qu'on puisse, dans une certaine mesure, la modifier en faisant varier les paramètres du sautage (charge explosive, configuration des charges, pente des trous et intervalles, profondeur et diamètre des trous, techniques spéciales de sautage à faible retard,

---

## 7. ROCKFILL DAM CONSTRUCTION PROCEDURES

---

Rockfill dams generally contain millions of cubic meters of material. Techniques used to solve construction problems are, as a result, major factors in building a rockfill dam (quarry-working techniques, methods for obtaining optimum grading of rock material, methods of placing and compacting material for minimum settlement and maximum utilization of the high strength properties of rockfill, and so forth).

### **7.1. DRILLING, BLASTING AND MECHANICAL RIPPING OF ROCK MATERIAL**

Rock is usually loosened by blasting. Holes (generally 75 mm to 150 mm in diameter) are drilled vertically or sloping parallel to the benching face. Depth depends on bench-height, though holes are generally drilled 10 m to 15 m deep. Rotary percussion rigs are standard drilling equipment. Holes are drilled in one or more lines a few meters apart. With more than one line of holes, short-delay blasting techniques are used for maximum distance between the lines. Choice of explosives is important; often nitrate fuel explosives, which are not costly, are used.

Mechanical ripping with rippers drawn by or mounted on heavy-duty tractors is the best option for loosening soft rock and laminated, weathered rock material (shale, argillite, aleurolite and so forth). Ripping depth depends on ground characteristics and ripper design but is generally between 0.5 m and 2.0 m. Ripping can reduce costs by as much as 50 %, as compared to drilling and blasting. Mechanical rippers are effective when used in conjunction with heavy-duty scrapers for handling rock material.

### **7.2. ROCKFILL GRADING**

Grading of rock material extracted from the quarry after blasting depends mainly on the natural jointing of the rock mass, although it can, to some extent, be controlled by varying blast parameters (explosive charge, pattern of blasting charges, slope of holes and distance between them, depth and diameter of holes, special short-delay blasting techniques and so forth). The goal is well-graded rock

etc.). Le but est d'obtenir un matériau rocheux bien calibré pouvant être facilement compacté, conformément aux spécifications de résistance, de déformation volumique et de perméabilité précisées dans le cahier des charges. Les paramètres de forage et de sautage sont définis sur le terrain, en fonction des résultats de sautages d'essai.

### **7.3. TRANSPORT, MISE EN PLACE ET COMPACTAGE DE L'ENROCHEMENT**

Pour charger le matériau rocheux excavé dans les zones d'emprunt, on utilise soit des chargeuses rotatives, soit des pelles de grande capacité (atteignant 8 à 12 m<sup>3</sup>). Habituellement, des camions-bennes ou des remorques tractées (dont la capacité peut atteindre 100 tonnes ou plus) effectuent le transport du matériau, par rotation, jusqu'à l'emplacement du barrage. Comme les coûts de transport peuvent atteindre 40 à 50 % des coûts du remblai, le choix du mode de transport et du type de matériel est très important. Si la topographie du site est complexe et que la construction du barrage est très exigeante, il est possible que la meilleure solution, pour l'exécution des travaux d'excavation, le chargement et le transport du matériau, soit d'utiliser une machinerie à fonctionnement continu, et des transporteurs à bande.

La dimension maximale des blocs incorporés dans les recharges d'un barrage en enrochement n'est limitée que par les techniques de manutention dans la zone d'emprunt et de mise en place sur le site du barrage. Dans de rares cas, le criblage est nécessaire pour limiter la dimension minimale de l'enrochement à cause des méthodes utilisées, ou parce que la fraction fine du matériau est trop grande. Il a fallu limiter la fraction inférieure à 150 mm de l'enrochement du Haut-Barrage d'Assouan, par exemple, et passer le matériau au jet de sable pour en diminuer la déformabilité.

Le criblage est aussi utilisé fréquemment pour obtenir un matériau sans fines, destiné à une zone de transition adjacente à l'enrochement. La tendance actuelle, cependant, est d'utiliser du matériau d'enrochement contenant jusqu'à 30 ou 35 % de sable (sans fines plastiques); un tel matériau peut se compacter facilement pour obtenir une résistance au cisaillement élevée et une faible déformation volumique.

Le matériau rocheux est soit déversé par camion-benne, soit mis en place en cônes individuels de matériau déversé, espacés de façon à obtenir une couche de l'épaisseur désirée une fois étalés. S'il est déchargé par camion-benne, le matériau est déversé vers le bas du talus, ou sur le bord de celui-ci, puis étalé par des boteurs.

L'épaisseur approximative de la couche et le nombre des passes de compactage nécessaires sont confirmés régulièrement après inspection. L'acceptation de l'enrochement est une question de jugement. On effectue des vérifications de granulométrie et l'on conserve ces données. Si la proportion d'éléments fins paraît excessive, l'acceptation peut dépendre d'une vérification du comportement (la « traficabilité ») de l'enrochement entièrement saturé au passage de véhicules. S'il supporte un rouleau vibrant et des camions chargés, alors il possède les propriétés d'un bon enrochement. Occasionnellement, en cas de doute, et si l'on désire une

material that can be easily compacted to meet design strength, compressibility and permeability specifications. Blasting and drilling parameters are developed based on trial blasting.

### **7.3. HAULING, PLACEMENT AND COMPACTION OF ROCKFILL**

Cyclic machinery loaders and large-capacity power shovels (up to 8 m<sup>3</sup> to 12 m<sup>3</sup>) are used to load rock material in borrow pits. Usually, dump trucks or tractor-drawn containers (often with capacities of 100 t or more) running in cycles transport the rock to the dam site. As hauling costs can account for as much as 40 % to 50 % of fill costs, selection of hauling and transportation arrangements is very important. Where topography is complex and fill operations require a lot of work, cyclic continuous-action machinery and conveyor belts may prove the best option for excavating, loading and transporting rock material.

Maximum rock size for rockfill dam shells is limited only by techniques for handling at the borrow pit and placement at the damsite. In rare cases, screening is required to limit minimum rock size because of procedures used or because the fine fraction of the material is large. The minus 150-mm fraction of the graded rock material of the shells of the High Aswan Dam, for example, was limited and the material was sand sluiced to decrease deformability.

Screening is also frequently used to produce material without fines for a transition zone adjacent to the rockfill. The trend today, however, is to use rockfill material up to 30 % or 35 % sand (without plastic fines); such material can be well compacted for high shear strength and low compressibility.

The rock material is either end dumped or placed in dam shells as individual cones of dumped material spaced to yield a layer of design thickness upon spreading. When end dumped, the material is unloaded from dump trucks down the fill slope, or onto the edge of the slope, and then spread by bulldozers.

Approximate layer thickness and number of compaction passes required is routinely confirmed by inspection. Acceptance of rockfill is based on judgement. Grading tests are performed for records. If fines seem excessive, acceptance can be decided by checking rockfill trafficability when thoroughly saturated. Saturated rockfill that supports a vibratory roller and loaded trucks has rockfill properties. Occasionally, if there are doubts and low compressibility is desired, lift thickness can be reduced. Recent models of some vibratory rollers are equipped with compactometers. Although these density monitoring devices do not show density in

faible déformation volumique, on peut réduire l'épaisseur des couches. Les modèles récents de rouleaux vibrants de certaines marques sont équipés de « compactomètres ». Ces dispositifs de contrôle de la compacité ne mesurent pas la masse volumique en unités absolues, mais ils renseignent instantanément sur le degré de compacité, et permettent ainsi d'éviter les défauts de compactage.

La création de rampes dans le remblai est acceptable et économique au cours de la mise en place de l'enrochement [117 et 118]. Pour améliorer les méthodes de construction, des accès et des rampes peuvent être prévus dans le cahier des charges, à condition de tenir compte des conditions du chantier pour y adapter les engins qui y circuleront. Lorsque l'on construit un barrage en enrochement à noyau imperméable dans une région présentant des saisons sèches et pluvieuses distinctes, la mise en place de l'enrochement doit être en avance sur celle du noyau au cours de la saison pluvieuse. Le barrage de Guavio est un exemple très récent de la création de rampes à l'intérieur des recharges d'enrochement pour permettre l'exécution des travaux de façon ininterrompue.

Lorsque les rampes sont terminées, la méthode normale consiste à enlever au moins 1,5 m de matériau moins compacté le long de la pente avant d'étaler la couche d'enrochement suivante. L'enlèvement est effectué immédiatement avant la mise en place de celle-ci, pour éviter de détacher du matériau déjà compacté.

absolute units, they give timely information about degree of compaction and hence prevent undercompaction.

Ramping within the embankment is acceptable and economical during placement of rockfill [117 and 118]. To improve construction procedures, accesses and ramps can be included in specifications, as long as site conditions for accommodating selected hauling units are considered. When rockfill dams with impervious cores are built in areas with well-defined wet and rainy seasons, the rockfill must be placed well in advance of the core during the rainy period. The Guavio Dam is a very recent example of ramping inside rockfill shells to allow uninterrupted construction of the dam.

Once ramping is completed, standard procedure is to remove at least 1.5 m of loose material along the slope before placing the next rockfill layer. The excavation is performed just before placing the new rockfill, to minimize loosening of already compacted material.

---

## 8. APPAREILS D'AUSCULTATION ET OBSERVATIONS DU COMPORTEMENT

---

On surveille le comportement d'un barrage pendant sa construction et en cours d'exploitation à l'aide d'appareils d'auscultation, pour vérifier les méthodes employées et les résultats des analyses et des essais, et pour confirmer les hypothèses de projet et d'exécution.

Les appareils d'auscultation mis en place sur ou dans les massifs d'enrochement servent essentiellement à observer : les tassements et les déplacements, les contraintes, les accélérations sismiques, les températures et la percolation, s'il y a lieu.

Ils comprennent des appareils amovibles installés à la surface de l'ouvrage, dans les galeries d'inspection, etc., ainsi que ceux qui sont installés de façon permanente dans le corps du barrage. À l'heure actuelle, la plupart des appareils incorporés permettent la lecture à distance. Les mesures sont transmises à des récepteurs qui se trouvent dans une salle de contrôle à l'intérieur du barrage ou dans un local à proximité. La surveillance au moyen des appareils d'auscultation est complétée par des inspections visuelles de l'enrochement.

On fait généralement appel à des techniques d'auscultation topographique pour déterminer les mouvements de repères situés sur la crête du barrage ou le long des risbermes. Les déplacements verticaux (tassements) sont mesurés par nivellement périodique de repères par rapport au système d'observation de base. Les déplacements horizontaux sont mesurés par visées de contrôle, par triangulation, ou par des méthodes combinées. On utilise également d'autres techniques récemment mises au point (techniques laser et techniques aériennes ou spatiales).

Les déplacements verticaux et horizontaux de points situés à l'intérieur de l'enrochement sont déterminés à l'aide de repères et de dispositifs incorporés à l'enrochement pendant les travaux. Les appareils utilisés comprennent des tassomètres hydrauliques à débordement fonctionnant d'après le principe des vases communicants, et des dispositifs électromagnétiques pour mesurer les déplacements dans n'importe quelle direction. On peut utiliser des extensomètres pour mesurer des déplacements locaux, et pour déterminer des déformations relatives dans l'enrochement. Dans les barrages de grande hauteur, des puits et galeries d'inspection et des inclinomètres servent à obtenir des données sur le mouvement de certains points au sein de l'enrochement.

Des jauges de contrainte spéciales mesurent les contraintes dans les recharges. S'il y a lieu, on mesure les pressions interstitielles dans les enrochements à grains fins, à l'aide de piézomètres. Les fuites sont mesurées au moyen de déversoirs de jaugeage installés aux points stratégiques.

En ce qui concerne l'auscultation sismologique, on établit des programmes spéciaux avec l'aide d'organismes spécialisés. Ces programmes, entre autres choses,

---

## 8. FIELD INSTRUMENTATION AND BEHAVIOUR OBSERVATIONS

---

Dam behaviour during construction and operation is monitored with field instruments to check methods and results of analyses and model tests and to confirm design and construction assumptions.

With rockfill dam shells, instrument monitoring is used mainly to check the following: settlement and displacement, stress, seismic acceleration, temperature and seepage flow, if necessary.

The instrumentation comprises removable devices (installed on the surface of the structure and in inspection galleries and so forth) as well as built-in instruments (installed in the body of the structure). Today, most built-in instruments are remote-reading. Readings are transmitted to receivers in a control room inside the dam or an instrument house nearby. Instrument monitoring is complemented by visual inspections of the rockfill.

Geodesic survey techniques are generally used to determine movement of points on the top of a dam or along berms. Vertical displacement (settlement) is measured by periodic levelling of surface monuments relative to bench marks of the basic geodesic survey network. Horizontal displacement is measured by control-section sightings, triangulation or combined methods. Other recently developed methods (laser and aerial-space surveying techniques) are also used.

Vertical and horizontal displacement of points within rockfill are determined using bench marks and instruments built into the rockfill during construction. Among the instruments used are hydraulic overflow settlement gauges operating on the principle of communicating vessels and immersed electromagnetic bench marks that measure movement in any direction. Strain meters can be used to measure local displacement and extensometers to determine relative strain in rockfill. With high dams, inspection wells, galleries and inclinometers can be used to obtain data on movement of points in the rockfill.

Specially designed pressure sensors measure stress in rockfill support shells. If necessary, pore pressures in fine-grained rockfill can be measured with pore-pressure piezometers. Seepage is measured at gauging weirs in strategic locations.

For seismological observations, special programmes are usually developed with the help of specialized institutions. Among other things, these programmes general-



font appel, en général, à l'installation d'appareils de mesure (sismographes et vibrographes) et les autorités responsables participent aux observations.

On surveille de très près les variations de température de l'enrochement, en particulier dans les régions où le climat est rude. Cette surveillance s'exerce au moyen de thermomètres à lecture à distance et de thermomètres à sonde (à corde vibrante, à résistance ohmique ou à semi-conducteur, par exemple) montés en permanence ou introduits périodiquement dans des trous thermométriques. On obtient les données d'auscultation au moyen d'un système d'enregistrement automatique ou d'un système d'interrogation relié à chaque appareil.

La quasi-totalité des barrages de grande hauteur construits à ce jour sont équipés d'appareils d'auscultation [92]. Le barrage de Finstertal (Fig. 9) est un bon exemple de barrage ayant une auscultation complète. Les Fig. 10, 11 et 12 présentent des résultats de tassements, de déplacements et de déformations dans des profils longitudinaux et transversaux de cet ouvrage.

Les tassements et les déplacements à l'intérieur des massifs d'enrochement des 113 barrages faisant l'objet des publications examinées pour les besoins du présent rapport sont généralement à l'intérieur des limites de sécurité, le tassement pendant les travaux n'excédant pas 0,6 % à 0,8 % de la hauteur du barrage, et 0,1 % à 0,2 % en cours d'exploitation.

Les publications consultées [104] indiquent que les tassements sont en général de l'ordre de 1 % à 3 % au cours des travaux, et entre 0,2 % et 1,0 % en cours d'exploitation. Les déplacements horizontaux sont généralement inférieurs à la moitié des valeurs de tassement. Le Tableau 4 montre le tassement maximal et le déplacement horizontal maximal dans 16 barrages en enrochement de grande hauteur; ces données ont été recueillies par les auteurs du présent rapport. Les tassements des recharges sont situés entre 0,2 % et 2,2 % de la hauteur du barrage.

La Fig. 13 donne les tassements caractéristiques dans la recharge aval du barrage de Guavio (Colombie), au cours des travaux, en différents points d'une ligne verticale située à proximité de la crête du barrage et à peu près au centre de la gorge. Comme l'indique la Fig., le tassement à un moment donné a une allure parabolique, le tassement maximal se produisant près du second tiers de la hauteur du barrage; cela est prévisible, car le tassement est une fonction de l'épaisseur de la couche compressible et du mort-terrain. Le tassement est à peu près nul au niveau de la fondation rocheuse, ainsi qu'à proximité du sommet de la couche mise en place le plus récemment.

La plupart des barrages examinés dans les publications consultées sont exempts de fractures ou autres défauts. Si des fissures se sont produites (barrage de Tarbela et plusieurs autres), elles ont été réparées et aucune autre fissuration n'est apparue.

ly call for selection and installation of measuring instruments (such as seismographs and vibrographs), and responsible authorities participate in the observations.

Temperature variations in rockfill are monitored very carefully, especially where climates are harsh. This is done with the help of remote-reading thermometers and dipping thermometers (vibrating-wire, ohmic-resistance and semiconductor thermometers, for example) permanently mounted or repeatedly immersed in special thermoholes. Monitoring data can be obtained via an automatic data acquisition system or an interrogation system connected to individual gauges.

Practically all high dams built today are instrumented [92]. The Finstertal dam (Fig. 9) is a good example of a fully equipped dam. Fig. 10, 11 and 12 show data on settlement, displacement and deformation along longitudinal and transverse sections of this dam.

Settlement and displacement inside the rockfill support shells of the 113 dams discussed in the literature reviewed for this report are generally within safe range, settlement during construction and operation not exceeding 0.6 % to 0.8 % and 0.1 % and 0.2 % respectively of the height of the dam.

Relevant literature [104] suggests settlement generally ranges between 1 % and 3 % during construction and between 0.2 % and 1.0 % during operation. Horizontal displacements are generally less than half of settlement. Table 4 shows maximum settlement and horizontal displacement of 16 high rockfill dams; the data were collected by the authors of this report. Shell settlements are between 0.2 % and 2.2 % of dam height.

Fig. 13 shows typical settlements during construction at different elevations along a vertical line near the top of the Guavio Dam (Colombia), at about the centre of the gorge on the downstream shell. As the Fig. indicates, settlement at a given time varied parabolically, with maximum settlement near the middle third of the dam; this is as expected, since settlement is a function of the thickness of the compressible layer and the overburden. Settlement is about zero at the rock foundations as well as near the top of the most recently placed layer.

Most of the dams reviewed in the literature discussed in this report are free of fractures or other defects. Where cracks have appeared (the Tarbela Dam and several other dams), they were repaired and no further cracks developed.

**Tableau 4**

**Déformations maximales de barrages en cours de construction**

Barrage	Hauteur (m)	Longueur de crête (m)	L/H	Noyau		Recharges		Talus extérieurs	
				Tassement (m)	Dépl. horiz. (m)	Tassement (m)	Dépl. horiz. (m)	Tassement (m)	Dépl. horiz. (m)
Nurek	300	704	2,3	3,20 (1,1%)	0,8 (0,3%)	2,70v (0,9%)	0,80v (0,3%)	-	-
Chicoasen	261	300	1,1	2,1 (0,8%)	0,4 (0,1%)	1,85 m (0,7%)	0,40m (0,1%)	-	-
Mica	242	792	3,3	1,10 (0,5%)	0,7 (0,3)	0,70v (0,3%)	0,30v (0,1%)	-	-
Guavio	242	376	1,6	4,9 (2,0%)	- *	3,80v (1,8%)	0,30v (0,1%)	1,70m (0,8%)	1,20m (0,6%)
Chivor	237	309	1,3	- *	- *	2,70 (1,1%)	0,80 (0,3%)	0,55v (0,2%)	0,62v (0,3%)
Oroville	230	2 073	9,0	1,37 (0,6%)	0,25 (0,1%)	0,5m (0,2%)	-	-	-
Bennett Portage Mt	183	2 042	11,2	0,31 (0,02%)	0,04 (0,01%)	- (0,01%)	0,10v (0,01%)	-	-
Dartmouth	180	670	3,7	2,40 (1,3%)	-	2,40v (1,3%)	-	-	-
Talbingo	162	701	4,3	2,50 (1,5%)	1,34m (0,8%)	1,30m (0,8%)	1,20m (0,7%)	0,50m (0,3%)	0,95m (0,6%)
Grand-Maison	160	550	3,4	2,20 (1,4%)	-	-	-	-	-
Cougar	158	488	3,1	-	-	1,43 (0,9%)	-	-	-
Tedorigawa	154	420	2,7	3,20 (2,1%)	-	-	-	-	-
Gepatsch	153	600	3,9	1,50 (1,0%)	1,00m (0,7%)	2,45v (1,6%)	1,00v (0,7%)	1,40v (0,9%)	1,0m-v (0,7%)
Infiernillo	148	344	2,3	1,65 (1,1%)	-	1,4m (0,9%)	0,34v (0,2%)	-	-
Angostura	146	323	2,2	0,90 (0,6%)	0,25v (0,02%)	0,75m (0,5%)	0,40v (0,3%)	0,60m (0,4%)	0,30m (0,2%)
Foz do Areia	160	850	5,3	-	-	3,58 (2,2%)	-	-	0,60m (0,4%)

NOTES : (%) de la hauteur du barrage      v: aval      m: amont  
\* aucun instrument en place

**Table 4**

**Maximum movement of high dams during construction**

Dam	Height (m)	Crest length (m)	L/H	Core		Shells		Outer slopes	
				Settlement (m)	Hor. displ. (m)	Settlement (m)	Hor. displ. (m)	Settlement (m)	Hor. displ. (m)
Nurek	300	704	2.3	3.20 (1.1%)	0.80 (0.3%)	2.70d (0.9%)	0.80d (0.3%)	-	-
Chicoasen	261	300	1.1	2.1 (0.8%)	<0.40 (<0.1%)	1.85u (0.7%)	0.40u (0.1%)	-	-
Mica	242	792	3.3	1.10 (0.5%)	0.70d (0.3%)	0.70d (0.3%)	0.30d (0.1%)	-	-
Guavio	242	376	1.6	4.9 (2.0%)	- *	3.80d (1.8%)	0.30d (0.1%)	1.70u (0.8%)	1.20u (0.6%)
Chivor	237	309	1.3	- *	- *	2.70 (1.1%)	0.80 (0.3%)	0.55d (0.2%)	0.62d (0.3%)
Oroville	230	2 073	9.0	1.37 (0.6%)	0.25 (0.1%)	0.50u (0.2%)	-	-	-
Bennett Portage Mountain	183	2 042	11.2	0.31 (0.2%)	0.04 (0.01%)	-	0.10d (0.01%)	-	-
Dartmouth	180	670	3.7	2.40 (1.3%)	-	2.40d (1.3%)	-	-	-
Talbingo	162	701	4.3	2.50 (1.5%)	1.34u (0.8%)	1.30u (0.8%)	1.20u (0.7%)	0.50u (0.3%)	0.95u (0.6%)
Grand Maison	160	550	3.4	2.20 (1.4%)	-	-	-	-	-
Cougar	158	488	3.1	-	-	1.43 (0.9%)	-	-	-
Tedorigawa	154	420	2.7	3.20 (2.1%)	-	-	-	-	-
Gepatsch	153	600	3.9	1.50 (1.0%)	1.00u (0.7%)	2.45d (1.6%)	1.00d (0.7%)	1.40d (0.9%)	1.00u-d (0.7%)
Iafiernillo	148	344	2.3	1.65 (1.1%)	-	1.40u (0.9%)	0.34d (0.2%)	-	-
Angostura	146	323	2.2	0.90 (0.6%)	0.25d (0.2%)	0.75u (0.5%)	0.40d (0.3%)	0.60u (0.4%)	0.30u (0.2%)
Foz do Areia	160	850	5.3	-	-	3.58 (2.2%)	-	-	0.60u (0.4%)

NOTES: () percentage relative to dam height  
\* no instruments installed

d: downstream

u: upstream

---

## 9. CONCLUSIONS

---

La construction de barrages en enrochement, avec dispositifs d'étanchéité en terre ou autres matériaux, connaît une grande faveur. Les barrages de ce type paraissent constituer la tendance pour l'avenir : ils peuvent être adaptés aux sites les plus variés et à presque toutes les catégories de fondation; on peut les construire en matériaux locaux peu coûteux; les coûts de main-d'œuvre sont faibles, grâce à l'utilisation de matériel de grande capacité; leur conception repose sur des théories modernes et sur des méthodes d'exploration les plus avancées leur assurant une grande sécurité.

Actuellement, le barrage en enrochement est quasi universellement adopté, parce qu'il possède les atouts suivants : augmentation importante de la fiabilité du contact barrage-fondation, même dans les conditions géologiques les plus défavorables; grande variété de dispositifs imperméables pouvant être employés, comprenant les masques et écrans internes d'étanchéité en béton armé ou en béton bitumineux; possibilité d'utiliser presque n'importe quel type d'enrochement; nouvelles conceptions de filtres et de drains, prévenant l'érosion interne des matériaux de fondation et du noyau en terre; application de technologies de construction avancées; dispositifs de mesure permettant l'auscultation optimale des ouvrages, etc.

En outre, les données sur le comportement des barrages en enrochement de grande hauteur doivent être recueillies et conservées pour constituer une base destinée à aider les ingénieurs à fonder leur jugement.

---

## 9. CONCLUSIONS

---

Construction of rockfill dams with earth and other types of impervious elements has become very popular. Such dams seem to be the trend of the future : they can be put up at the most diverse sites and on almost all types of foundations; they can be built of low-cost local material; labour costs are low with the use of heavy-duty machinery; and designs based on modern theories and advanced methods of investigation are failure safe.

Among the factors responsible for the recent popularity of the rockfill dam throughout the world are the following : significant increase in the reliability of dam/foundation contact, even under the most unfavourable geological conditions; the wide variety of impervious elements that can be used, including reinforced concrete and bituminous concrete faces and diaphragms; the possibility of using almost any kind of rockfill for dam embankments; the development of designs for elaborate filter and drainage systems that prevent internal erosion of foundation material and earth core; the application of advanced technologies to dam construction; and instrumentation systems that offer high quality field observations.

In addition, data on the behaviour of high rockfill dams should be collected, to assist and support engineering judgement.

---

## 10. REFERENCES

---

1. MAVER, J. L., MICHELS, V., DICKSON, R. S. (1978). "Darmouth dam project : design and construction progress", *The Civil Engineering : Transactions of the Institution of Engineers, Australia*, 1978, pp. 75-83.
2. Australian National Committee on Large Dams (1982). "Report on mesh protection of rockfill dams and cofferdams", March, 1982.
3. PIRCHER, W., SCHWAB, H. (1980). « Der Staudamm Finstertal der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz in Tirol », *Wasserwirtschaft*, 1980, n° 3, S. 1-6.
4. PIRCHER, W., SHWAB, H. (1980). "Austria's Finstertal rockfill dam", *Water Power and Dam Construction*, June, 1980.
5. CLEMENTS, R. P. (1984). "Post-construction deformation of rockfill dams", *J. Geotech. Engrg, ASCE* 110 (7), 821-840.
6. CAPELLE, J. F., DASCAL, O., LAROCQUE, G. S. (1970). "Behaviour of the Main Outardes 4 Dam during construction and impounding of the reservoir", *World Dams Today '70 - The Japan Dam Assoc., Tokyo*.
7. PARÉ, J.-J. (1984). "Earth dam behaviour on the La Grande project", *Proc. of the International Conference on Safety of Dams. Coimbra, Portugal 23-28 April, 1984*, pp. 153-160.
8. COOKE, J. B. (1984). "Progress in rockfill dams", *J. Geotech. Engrg., ASCE* 110 10, 1383-1414.
9. CASINADER, R., CHADWICK, W. L., FETZER, C. A., FITZPATRICK, M. D., FUCIK, E. M., HACELAS, J. E. and RAMIREZ, C. A., HOULSBY, A. C., MARULANDA, A. and OSPINA, C. S., MATERON, B., MERRITT, A. H., MURTI, N. G. K., PINKERTON, I. L., DE PORCELLINIS, P., RIPLEY, C. F., SHERARD, J. L., STRASSBURGER, A. C., SWIGER, W. F., TAYLOR, H. (1986), "Discussion on progress in rockfill dams", *J. Geotech. Engrg. ASCE* 112 (2), 215-213.
10. DASCAL, O. (1987). "Post-construction deformations of rockfill dams", *J. Geotech. Engrg., ASCE* 113 (1), 46-57.
11. "Concrete face rockfill dams design, construction and performance". *Proceedings of a Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, Detroit, Michigan, October 21, 1985.* Edited by J. B. Cooke and J. L. Sherard.
12. HACELAS, J. E., MARULANDA, A. (1989). "Rockfill dams with concrete facing-State of the art", *ICOLD, Bulletin* 70.
13. LECLERCO, J., COURIER, M., TOURNERY, J.-F. (1982). « Le barrage et l'aménagement de Grand-Maison », *Travaux*, mars 1982.
14. ROSSET, F. (1967). « Barrage du Mont-Cenis », *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, mars-avril 1967, n° 231-232, pp. 433-438.

15. CHARDONNET, E., WONG, B., DAVEAU, J. C. (1970). « Barrages du Mont-Cenis et de Vouglans, Travaux, juin 1970.
16. MARCHAND, R., LEFEBVRE, J., GAUTHERON, J. (1967). « Le barrage du Mont-Cenis », Travaux, n° 390, août-septembre 1967.
17. KLINGEBIEL, G. (1970). « Die Obernautalsperre », Wasserwirtschaft, n° 6, 1970.
18. HOFFMANN, H. G., HARTH, W. (1979). « Neues Bauverfahren für Bremssohle in einem Felsschüttdamm », Wasserwirtschaft, n° 12, 1979.
19. WINDER, A. J. H. (1967). "The Scammonden Valley scheme", Water and Water Engineering, Vol. 73, n° 877, 1967, pp. 3-12.
20. PENMAN, A. D. M., MITCHELL, P. B. (1970). "Initial behaviour of Scammonden dam", ICOLD, 10th Congress, Montreal 1970, Vol. 1, Q. 36, R. 42, pp. 723-747.
21. CARLYLE, W. J. (1973). "The design and performance of the core-Brianne dam", ICOLD, 11th Congress, Madrid, 1973, Vol. 3, Q. 42, R. 26, pp. 431-455.
22. "Dinorwig pumped storage scheme (Marchlyn dam)", Proc. Inst. Civ. Engrs London, Part 1, 1983, pp. 635-718.
23. FLEGONT, G. (1982), « Influence des conditions géologiques sur la conception du barrage de Siriu-Roumanie », ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, 1982, Vol. 2, Q. 53, R. 37, pp. 589-598.
24. MISES, R. (1925), « Bemerkungen zur Formulierung des mathematischen Problems der Plastizitätstheorie », Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech., Bd. V, H. 2.
25. HILL, R. (1950), "The mathematical theory of plasticity", Oxford.
26. HELLSTROM, B. (1955). "Compaction of a rockfill dam", ICOLD, 5th Congress, Paris, Vol. 3, Q. 18, R. 35, 7 p.
27. ROBERTS, C. M. (1958). "The Quoich rockfill dam", ICOLD, 6th Congress, New York, Vol. 3, Q. 22, R. 6.
28. TERZAGHI, K. (1960). Discussion of Rockfill Dams : "Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams", by J. C. Stelle and J. B. Cooke, J. Power Division, ASCE, 86 (P01), pp. 65-74.
29. MALYSHEV, M. V. (1963). "About the effect of medium main stress on soil strength and about sliding surface", Foundations and soil mechanics, n° 1, pp. 7-11 (in Russian).
30. BAUMAN, P. F. (1964). "Limit height criteria for loose dumped rockfill dams", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 13, pp. 781-802.
31. GILG, B. (1964), "Field tests and control measurements on Gosheneralp and Mattmark dams", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 8, pp. 699-710.
32. LAUTON, F. L., LESTER, M. D. (1964). "Settlement of rockfill dams", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 2, pp. 599-614.
33. LYRA, F. H., QUEIROS, L. (1964). "The Furnas rockfill dam", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 7, pp. 679-698.



34. LOWELL, J. (1964). "Shear strength of coarse embankment dam materials", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 11, pp. 745-763.
35. MARSAL, R. J., DE ARELLANO, I. R. (1964). "El Infiernillo dam", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 18, pp. 855-878.
36. NICHIPOROVITCH, A. A. (1964). "Deformation and stability of rockfill dam", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 19, pp. 879-894.
37. NONVEILLER, E. (1964). "Post-construction deformation of rockwill dam Peruca", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 2, Q. 29, R. 47, pp. 855-864.
38. POUSSE, L., MOLBERT, J. (1964). "Test embankments for the rockfill of Mont-Cenis dam", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 1, pp. 579-597.
39. SEED, H. B., GOODMAN, R. E. (1964). "Earthquake stability of slopes of cohesionless soils", J. Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, SM 6, Nov., pp. 43-73.
40. VERCON, M., ZAMUROVIC, M. (1964). "Building a rockfill dam with different sorts of rock materials", ICOLD, 8th Congress, Edinburgh, Vol. 3, Q. 31, R. 16, pp. 829-838.
41. KANDAOUROV, I. I. (1966). "Granular medium mechanics and its application in civil engineering", Leningrad-Moscow, "Stroyizdat" (in Russian).
42. KJAERNSLI, B., SANDE, A. (1966). "Compressibility of some coarse grained materials", Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, n° 66, 245-251.
43. BERNELL, L. (1967). "Construction of rockfill dams under winter condition", ICOLD, 9th Congress, Istanbul, Vol. 4, Q. 35, R. 9, pp. 161-176.
44. KOENIG, H. W., IDEL, K. H. (1967). "Deformation and loading of a rockfill dam with bituminous surface membrane", ICOLD, 9th Congress, Istanbul, Vol. 3, Q. 34, R. 40, pp. 701-712.
45. LIAM FINN, W. D. (1967), "Behaviour of earth dams during earthquake", ICOLD, 9th Congress, Istanbul, Vol. 4, Q. 35, R. 21, pp. 355-368.
46. MARSAL, R. J. (1967). "Large-scale testing of rockfill materials", J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, n° SM2, March, pp. 27-44.
47. SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F., CLEVINGER, W. A. (1967). "Earth and Earth Rock Dams", John Wiley & Sons Inc., New York, 725 p.
48. RASSKAZOV, L. N. (1968). "Experimental studies of shear strength of coarse detrital rocks", Trans. of the "VODGEO" Institute. Hydraulic Engineering, Vol. 19, Moscow, pp. 92-97 (in Russian).
49. FUMAGALLI, E. (1969). "Tests on cohesionless materials for rockfill dams", J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, n° SM1, Jan., pp. 313-330.
50. POST, E., BONNARDEL, G. (1969). « Boîte de cisaillement direct 1.20 × 1.20 m pour l'étude des matériaux graveleux ou rocheux », Proced. 7<sup>e</sup> Congress Int. de Mécanique, Session n° 13.
51. BERTACCHI, P., BELLOTTI, R. (1970). "Experimental research on materials for rockfill dams", ICOLD, 10th Congress, Montreal, Vol. 1, Q. 36, R. 31, pp. 511-529.

52. FUMAGALLI, E., MOSCONI, B., ROSSI, P. P. (1970). "Laboratory tests on materials and static models for rockfill dams", ICOLD, 10th Congress, Montreal, Vol. 1, Q. 36, R. 32, pp. 531-551.
53. LEPS, T. M. (1970). "Review of shearing strength of rockfill", J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, n° SM4, pp. 1159-1170.
54. SHAND, N., PELLIS, K. H. (1970). "Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams", ICOLD, 10th Congress, Montreal, Vol. 1, Q. 36, R. 19, pp. 291-319.
55. SCHOBER, W. (1970). "The interior stress distribution of the Gepatsch rockfill dam", ICOLD, 10th Congress, Montreal, Vol. 1, Q. 36, R. 10, pp. 169-187.
56. GONCHAROVA, V. F., ZALEZHNEV YU, E. (1972). "Strength characteristics of coarse detrital rocks in triaxial compression conditions", Trans. of the Hydroproject Institute, Vol. 28, Moscow, pp. 129-133 (in Russian).
57. MARACHI, N. D., CHAN, C. K., SEED, H. B. (1972). "Evaluation of properties of rockfill materials", J. Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, n° SM1, Jan., pp. 95-114.
58. PENMAN, A. D. M., CHARLES, J. A. (1972). "Construction deformation in a rockfill dam", J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 109, n° SM2, pp. 139-163.
59. NOBARI, E. S., DUNCAN, J. M. (1972). "Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams". Report n° TE-72-1. University of California, Berkeley.
60. (1973). "Embankment dam engineering Casagrande volume". Editor: R. C., Hirschfeld, S. J., Poulos. John Wiley & Sons, Inc., New York, 454 p.
61. ROZANOV, N. N. (1974). "Creep of coarse detrital rocks under triaxial compression", Trans. of the "VODGEO" Institute. Hydraulic Engineering, Vol. 44, Moscow, pp. 40-45 (in Russian).
62. WONG, K. E., DUNCAN, J. (1974). "Hyperbolic stress-strain parameters for non-linear finite element analysis of stresses and movements in soil masses". Report n° TE-74-3. Dep. of Civil Eng., University of California, Berkeley, pp. 1-90.
63. CHARLES, J. A. (1976). "The use of one dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments", Can. Geotech., J. 13 (3), 189-200.
64. GOOD, R. J. (1976). "Kangaroo Creek Dam. Use of a weak schist as rockfill for a concrete faced rockfill dam", ICOLD, 12th Congress, Mexico, Vol. 1, Q. 44, R. 33, pp. 645-665.
65. MARSAL, R., FUENTES, A. (1976). "Mechanical properties of rockfill soil mixtures", ICOLD, 12th Congress, Mexico, Vol. 1, Q. 44, R. 10, pp. 179-209.
66. PENMAN, A. D. M., CHARLES, J. A. (1976). "The quality and suitability of rockfill used in dam construction", ICOLD, 12th Congress, Mexico, Vol. 1, Q. 44, R. 26, pp. 533-556.
67. VITHALANI, J., BEENE, R. (1976). "The use of soft rock for R. D. Bailey dam", ICOLD, 12th Congress, Mexico, Vol. 1, Q. 44, R. 15, pp. 321-355.

68. US Army Corps of Engineers (1977). "Construction control for earth and rockfill dams", EM 1110-2-1911, 17 January 1977.
69. DE MELLO, V. F. B. (1977). "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams", *Geotechnique*, Vol. 27, n° 3, Sept., pp. 281-356, London.
70. MOGAMI, T. (1977). "Development of the mechanics of granular materials in Japan", Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. Tokyo, Special lectures, pp. 35-47.
71. MOISEEV, S. N., MOISEEV, I. S. (1977). "Rock and earthfill dams", Moscow, "Energia" (in Russian).
72. POST, G. (1979). « Choix des paramètres de conception des remblais constitués de matériaux grossiers », Proc. of the 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton, Vol. 4.
73. SEED, H. B. (1979). "Considerations on the earthquake resistant design of earth and rockfill dams", *Geotechnique*, Vol. 29, n° 3, Sept., pp. 215-263, London.
74. CHARLES, J. A., WATTS, K. S. (1980). "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill", *Geotechnique*, Vol. 30, n° 4, Dec., pp. 353-368, London.
75. LOUSNOV, N. P. (1981). "Utilization of weathered rocks for filling the rock and earthfill dams", Stroyizdat Moscow (in Russian).
76. Commissione internazionale delle grandi dighe-Comitato nazionale Italiano. Sottocomitato dei materiali. Quaderno n° 2 (1981). « Materiali impiegate per la costruzione di dighe in terra e in pietrame in Italia », Nov., 1981, p. 86.
77. BARTON, N., KJAERNSLI, B. (1981). "Shear strength of rockfill", Norwegian Geotechnical Institute, n° 136, pp. 1-19, Oslo.
78. ICOLD (1981). "Use of thin membranes on fill dams", ICOLD, Bulletin, n° 38.
79. ANAGNOSTI, P., POPOVIC, M. (1982). "Evaluation of shear strength for coarse grained granular materials", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 44, pp. 753-768.
80. DE S. PINTO, N. L., MATERON, B., MARQUES, P. L. (1982). "Design and performance of Foz de Areia concrete membrane as related to basalt properties", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 51, pp. 873-906.
81. DINIA, N., SINNIGER, R. (1982). "Non homogeneous rockfill testing and treatment", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 2, pp. 11-22.
82. ICOLD (1982). "Finite element in analysis and design of dams", ICOLD, Bulletin n° 30 a.
83. FRASSONI, A., HEGG, U., ROSSI, P. P. (1982). "Large scale laboratory tests for the mechanical characterization of granular materials for embankment dams", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 43, pp. 727-752.
84. US Army Corps of Engineers (1982). "General design and construction considerations, earth and rockfill dams", EM 1110-2-2300, May 1982.

85. SHENOUDA, W. K. (1982). "Quality control and testing methods as exercised in the High Aswan Dam", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 58, pp. 1047-1065.
86. PENMAN, A. D. M., CHARLES, J. A., HUMPHREYS, J. D. (1982). "Sandstone rockfill in two dams", ICOLD, 14th Congress, Rio de Janeiro, Vol. 4, Q. 55, R. 16, pp. 279-292.
87. ZARETSKI Ju, K., LOMBARDO, V. N. (1983). "Statics and dynamics of embankment dams", Moscow, "Energoatomizdat" (in Russian).
88. RAZANOV, N. N. (1983). "Embankment dams", Moscow, "Stroyizdat" (in Russian).
89. CHARLES, J. A., SOARES, M. M. (1984). "Stability of compacted rockfill slopes", *Geotechnique*, Vol. 34, n° 1, March, pp. 61-70, London.
90. CLERDOUET, D., POST, G. (1984). « Le projet du barrage de Grand-Maison : conception et présentation de quelques calculs de déformations », *Revue Française de Géotechnique*, n° 27, mai (1984).
91. SHERARD, J. L. (1984). "Trends and debatable aspects in embankment dam engineering", *Water Power and Dam Construction*, n° 12, December, p. 26-32.
92. DIBIAGIO, E., KJAERNSLI, B. (1985). "Instrumentation of Norwegian embankment dams", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 2, Q. 56, R. 57, pp. 1071-1102.
93. ICOLD (1985). "Filling materials for watertight cut-off walls", ICOLD, Bulletin n° 51.
94. IVANOV, P. L. (1985). "Soils and foundations for hydraulic structures", Moscow, "Vysshaya Shkola" (in Russian).
95. HUYNH, P., POST, G. (1985). « Vingt ans d'expérience des barrages à masque en béton bitumineux ». Proc. third Eurobitume Symposium, The Hague, Sept. 1985.
96. LIST, F., BEIER, H. (1985). "The Frauenau dam. Monitoring and observations", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 1, Q. 56, R. 17, pp. 335-352.
97. PENMAN, A. D. M., CHARLES, J. A. (1985). "A comparison between observed and predicted deformation of an embankment dam with a central asphaltic core", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 1, Q. 56, R. 71, pp. 1373-1390.
98. SCHWAB, H., PIRCHER, W. (1985). "Structural behaviour of a high rockfill dam. Comprehensive interpretation of measurements and conclusion on stress-strain relationships", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 1, Q. 56, R. 67, pp. 1273-1298.
99. ICOLD (1986). "Earthquake analysis for dams. State of the art", ICOLD, Bulletin n° 52.
100. LAZANYI, I. (1986). "The use of decomposed granite rock for dam construction", *Water Power and Dam Construction*, July, pp. 25-28.
101. PENMAN, A. D. M. (1986). "On the embankment dam", *Geotechnique*, Vol. 36, n° 3, Sept., pp. 303-348, London.

102. (1986). "Rockfill dams in Norwegian practice", Norwegian Geotechnical Inst. Manual n° 2, Dam Section, Oslo.
103. ICOLD (1986). "Static analysis of embankment dams", ICOLD, Bulletin n° 53.
104. "Safety evaluation of rockfill dams". Workshop on Rockfill Technology for High Fill Dams. Central Board Irrigation of Power, New Delhi.
105. (1987). "Design of small dams", US Bureau of Reclamation.
106. GOLDIN, A. L., RASSKAZOV, L. N. (1987). "Designing of embankment dams". Moscow, Energoatomizdat (in Russian).
107. Chinese National Committee on Large Dams (1987). "Large Dams in China", China Water Resources and Electric Power Press, Beijing.
108. APHAIPHUMINART, S., CHANPAYOM, O., MAHASANDANA, T., BHUCHAROEN, V., PINRODE, J. (1988). "Design, Construction and Performance-Khao Laem Dam", ICOLD, 16th Congress, San Francisco, Vol. 2, Q. 61, R. 6, p. 95-114.
109. ARNEVIK, A., KJAERNSLI, B., WALBO, S. (1988). "The Storvatn Dam, a rockfill dam with a central core of asphaltic concrete", ICOLD, 16th Congress, San Francisco, Vol. 2, Q. 61, R. 9, p. 141-158.
110. BROWN, A. I. (1988). "Use of soft rockfill at Evreton dam, Cyprus", Geotechnique, Vol. 38, n° 3, September, p. 333-54.
111. USCOLD (1988). "Construction testing of embankment materials containing large particles", USCOLD, Publication, April 1988.
112. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages (1988). « Enseignements tirés de la construction, au cours de ces vingt dernières années, de barrages à masque en enrobés noirs », ICOLD, 16th Congress, San Francisco, Vol. 2, Q. 61, R. 5, p. 77-94.
113. LE COROLLER, A., BIENAIMÉ, C., HERMENT, R., POUPART, M., HUYNH, P., CREPEL, I. M., MODARESSI, A., BARD, E. (1988). « Approche par un modèle de calcul aux éléments finis du comportement des écrans internes en béton bitumineux », ICOLD, 16th Congress, San Francisco, Vol. 2, Q. 61, R. 54, p. 997-1028.
114. ICOLD (1988). "New construction methods", ICOLD, Bulletin n° 63.
115. COOKE, J. B. (1990). "Rockfill and Rockfill Dams", Stan Wilson Memorial Lecture. Univ. of Washington.
116. SEED, H. B. et al. (1985). "Seismic Design of Concrete Faced Rockfill Dam". Concrete face rockfill dams. Design, Construction and Performance, Proc. of the Symposium of G. T. Division ASCE, Michigan, Oct. 1985.
117. PINTO, N. L., DE S, MARQUEZ, P., MAURER, E. (1985). "Closure to Foz do Areia Dam Design, Construction and Behavior-Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction and Performance", J. Geotech. Engrg. ASCE, Vol. 3 (10), 1156-1157.
118. COOKE, J. B. (1985). Discussion of « Construction of Foz do Areia Dam, by Materon, B., Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance », J. Geotech. Engrg. ASCE, Vol. 3 (10), pp. 1158-1159.

119. COROJ, A., NAGAMI, H. (1985). "Foundation Treatment for the Seepage Control in the Rio Grande I Hydroelectric Complex Dam », ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 3, Q. 58, R. 64, pp. 1061-1086.
120. ICOLD (1988). World Register of Dams.
121. PI BOTTA, L., VARDK, O., PAITIVI, O., ANDERSON, C. A. (1985). " Comparison between predicted and observed behavior of Alicura dam, Argentina ", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 1, Q. 56, R. 43, pp. 813-838.
122. Water Power and Construction (1989). " Major dams and hydro plants in Latin America ", Vol. 41, N. 12, Dec.
123. NOGUERA, G. (1985). " Diaphragm cut-off wall for Colbun main dam ", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 3, Q. 58, R. 63, pp. 1049-1060.
124. PABLO, L. M. DE, CRUZ, A. (1985). " Performance of Colbun main dam during construction ", ICOLD, 15th Congress, Lausanne, Vol. 1, Q. 56, R. 60, pp. 1135-1151.
125. SEMBENELLI, P., FAGIOLO, M. (1974). " Aguada Blanca rockfill dam with metal facing ", J. Geotech. Engrg. ASCE, 100 (1), pp. 31-51.
126. PERDOMO, D. A., VASILECU, M. S., FERRO, C. A. (1985). " Fortuna concrete face rockfill dam ". Concrete face dams design, construction and performance. Proc. of the Symposium GT Division, ASCE Michigan, Oct., pp. 252-265.
127. COOKE, J. B. (1988). Direct Communication. Partial list of CFRD Dams over 50 m high.
128. (1988). Water Power and Dam Construction. " Major dams of the world ", Vol. 40, N6, June.
129. WATAKEE, K. S., ROBERTS, G. J., COLES, A. J. (1985). " Khao-Laem - A concrete face rockfill dam on karst ". Concrete face rockfill dams-design, construction and performance. Proc. of the Symposium, GT Division, ASCE, Michigan, Oct., pp. 336-361.
130. SEED, H. B., and IDRIS, I. M. (1970). " Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses ", Report n° EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
131. SOYDEMIR, C., and KJAERNSLI, B. (1975). " A treatise on the performance of rockfill dams with unyielding foundations in relation to the design of Storvass dam ", Norwegian Geotechnical Institute, Report 53203.
132. ICOLD (1991). " Reinforced Fills in Dam Construction ". Draft Report by Committee on Materials for Fill Dams, Dec., 1991, ICOLD.
133. YANG, Q., SUN, Z., DING, P. (1988). " Asphalt Concrete Facing for Rockfill Dams Built by Directional Blasting ", ICOLD, 16th Congress, San Francisco, Vol. 2, Q. 16, R. 58, pp. 1091-1104.



APPENDIX I/ANNEXE I  
TABLES A AND B/TABLEAUX A ET B



Tableau A - Informations générales

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Rio Grande Cerro Pelado	Argentine	Rio Grande	1984	TEie	105	420	AM 1:2.7 AV 1:2	3700	-
2.	Alicura	"	Limay	1984	TEie	130	950	AM 1:2 AV 1:1.7	13000	-
3.	El Chocón	"	"	1973	TEie	74	2270	AM 1:2 AV 1:2	12200	10000
4.	Dartmouth	Australie	Mitta-Mitta	1973-1979	ERie	180	670	AM 1:1.8 1:1.7 AV 1:1.7	14100	10750
5.	Talbingo	"	Tumut	1967-1970	ERie	161.5	701	AM 1:2 AV 1:1.9 1:1.8	14488	9902
6.	Copeton	"	Gwydir	1968-1976	ERie	113	1484	AM 1:1.6 AV 1:2	8333	6190
7.	Blowering	"	Tumut	1964-1968	ERie	112	608	AM 1:1.75 AV 1:2	8563	5930
8.	Ord	"	Ord	1969-1971	ERie	99	339	AM 1:1.6 AV 1:1.6	1908	1664
9.	Wyangala	"	Lachian	1961-1971	ERie	85	1510	AM 1:1.6 AV 1:1.7	3580	2120
10.	Mangrove Creek	"	Mangrove Creek	1977-1982	ERfc	80	380	AM 1:1.5 AV 1:1.6	1340	1340
11.	Corin	"	Cotter	1966-1968	ERie	76	282	AM 1:1.8 AV 1:1.8	1394	1044
12.	Windamere	"	Cudgegong	1980-1984	ERie	96	850	AM 1:1.7 AV 1:1.7	1920	1189
13.	Glennies Creek	"	Glennies Creek	1979-1983	ERfc	65	535	AM 1:1.3 AV 1:1.3	947	936
14.	Split Rock	"	Manilla	1983-1987	ERfc	64	470	AM 1:1.3 AV 1:1.3	1210	1200
15.	Boondooma	"	Boyne	1980-1983	ERfc	64	565	AM 1:1.3 AV 1:1.3	944	944
16.	Kangaroo Creek	"	Torrens	1966-1969	ERfc	61	131	AM 1:1.3 AV 1:1.4	350	350
17.	Chaffey	"	Peel	1976-1979	ERie	54	430	AM 1:1.75 AV 1:2	1289	1020
18.	Little Para	"	Little Para	1974-1978	ERfc	53	255	AM 1:1.3 AV 1:1.4	288	288
19.	Fred Haigh	"	Kolan	1972-1974	ERie	52	646	AM 1:6.65 AV 1:1.5	927	530
20.	Googong	"	Queanbeyan	1975-1978	ERie	26	360	AM 1:1.8 AV 1:1.7	801	575
21.	Finstertal	Autriche	Finstertalbach	1977-1980	ERia	149	652	AM 1:1.5 AV 1:1.3	4500	3778

Table A - General information

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Río Grande Cerro Pelado	Argentina	Río Grande	1984	TRie	105	420	U.S. 1:2.7 D.S. 1:2	3700	-
2.	Alicura	"	Limay	1984	TRie	130	950	U.S. 1:2 D.S. 1:1.7	13000	-
3.	El Chocón	"	"	1973	TRie	74	2270	U.S. 1:2 D.S. 1:2	12200	10000
4.	Dartmouth	Australia	Mitta-Mitta	1973-1979	ERie	180	670	U.S. 1:1.8 1:1.7 D.S. 1:1.7	14100	10750
5.	Talbingo	"	Tumut	1967-1970	ERie	161.5	701	U.S. 1:2 D.S. 1:1.9 1:1.8	14488	9902
6.	Copeton	"	Gwydir	1968-1976	ERie	113	1484	U.S. 1:1.6 D.S. 1:2	8333	6190
7.	Blowering	"	Tumut	1964-1968	ERie	112	608	U.S. 1:1.75 D.S. 1:2	8563	5930
8.	Ord	"	Ord	1969-1971	ERie	99	339	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.6	1908	1664
9.	Wyangala	"	Lachian	1961-1971	ERie	85	1510	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.7	3580	2120
10.	Mangrove Creek	"	Mangrove Creek	1977-1982	ERfc	80	380	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.6	1340	1340
11.	Corin	"	Cotter	1966-1968	ERie	76	282	U.S. 1:1.8 D.S. 1:1.8	1394	1044
12.	Windamere	"	Cudgegong	1980-1984	ERie	96	850	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.7	1920	1189
13.	Glennies Creek	"	Glennies Creek	1979-1983	ERfc	65	535	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.3	947	936
14.	Split Rock	"	Manilla	1983-1987	ERfc	64	470	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.3	1210	1200
15.	Boondooma	"	Boyne	1980-1983	ERfc	64	565	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.3	944	944
16.	Kangaroo Creek	"	Torrens	1966-1969	ERfc	61	131	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.4	350	350
17.	Chaffey	"	Peel	1976-1979	ERie	54	430	U.S. 1:1.75 D.S. 1:2	1289	1020
18.	Little Para	"	Little Para	1974-1978	ERfc	53	255	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.4	288	288
19.	Fred Haigh	"	Kolan	1972-1974	ERie	52	646	U.S. 1:6.65 D.S. 1:1.5	927	530
20.	Googong	"	Queanbeyan	1975-1978	ERie	26	360	U.S. 1:1.8 D.S. 1:1.7	801	575

(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
22.	Bockhartsee	Autriche	Bockhartsee	1981-1982	ERie	67	239.5	AM 1:1.5 AV 1:1.5	288	209
23.	Foz do Areia	Brésil	Iquacu	1975-1980	ERfc	160	828	AM 1:1.4 AV 1:1.4	14000	14000
24.	La Grande-2	Canada	La Grande	1974-1978	ERie	168	2826	AM 1:1.8 AV 1:1.6	23192	16663
25.	La Grande-4	"	La Grande	1979-1981	ERie	128	3750	AM 1:1.7 AV 1:1.7	19348	8090
26.	Kenny	"	Nechako	1951-1952	ERie	100	500	AM 1:2.5 AV 1:1.75	-	1570
27.	La Grande-3	"	La Grande	1976-1981	ERie	93	2156	AM 1:1.7 AV 1:1.6	Nord 13510 Sud 8591	Nord 9945 Sud 6634
28.	Lajoie	"	Bridge	1948-1955	ERfc	86	1067	AM 1:1 1:1.3 AV 1:1.4	2860	2860
29.	Cat Arm	"	Cat Arm	1982-1984	ERie	52	775	AM 1:1.75 AV 1:1.75	1275	945
30.	Colbun	Chili	Maule	1984	TEie	116	530	-	14000	-
31.	Pehuenche Melado	"	Melado	1982	TEie	90	300	-	3900	-
32.	Guavio	Colombie	Guavio	1984-1989	ERie	242	380	AM 1:2 AV 1:1.8	16900	15000
33.	La Esmeralda	"	Bata	1972-1975	ERie	237	310	AM 1:1.7 1:1.44 AV 1:1.7	11600	9700
34.	Salvajina	"	Cauca	1982-1984	ERfc	148	426	AM 1:1.5 AV 1:1.3 1:1.5	3920	3920
35.	Alto Anchicaya	"	Anchicaya	1970-1974	ERfc	140	270	AM 1:1.4 AV 1:1.4	2400	2400
36.	Golillas	"	Chuza	1976-1978	ERfc	127	110	AM 1:1.6 AV 1:1.6	1300	1300
37.	Ht. barrage d'Assouan	Égypte	Nil	1963-1970	ERie	111	3830	AM 1:3 AV 1:2.6	41400	22800
38.	Grand-Maison	France	Eau d'Olle	1979-1984	TEie	170	550	AM mean 1:1.7 AV mean 1:2.1	12000	3000
39.	Mont-Cenis	"	Cenise	1963-1968	TEie	120	1400	AM 1:3.25 AV 1:1.35	15000	7200

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
21.	Finstertal	Austria	Finstertalbach	1977-1980	ERia	149	652	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.3	4500	3778
22.	Bockhartsee	"	Bockhartsee	1981-1982	ERic	67	239.5	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.5	288	209
23.	Foz do Areia	Brazil	Izuacu	1975-1980	ERfc	160	828	U.S. 1:1.4 D.S. 1:1.4	14000	14000
24.	La Grande-2	Canada	La Grande	1974-1978	ERic	168	2826	U.S. 1:1.8 D.S. 1:1.6	23192	16663
25.	La Grande-4	"	La Grande	1979-1981	ERic	128	3750	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.7	19348	8090
26.	Kenny	"	Nechako	1951-1952	ERic	100	500	U.S. 1:2.5 D.S. 1:1.75	-	1570
27.	La Grande-3	"	La Grande	1976-1981	ERic	93	2156	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.6	North 13510 South 8591	North 9945 South 6634
28.	Lajoie	"	Bridge	1948-1955	ERfc	86	1067	U.S. 1:1 1:1.3 D.S. 1:1.4	2860	2860
29.	Cat Arm	"	Cat Arm	1982-1984	ERic	52	775	U.S. 1:1.75 D.S. 1:1.75	1275	945
30.	Colbun	Chile	Maule	1984	TEic	116	530	-	14000	-
31.	Pehuenche Melado	"	Melado	1992	TEic	90	300	-	3900	-
32.	Guavio	Colombia	Guavio	1984-1989	ERic	242	380	U.S. 1:2 D.S. 1:1.8	16900	15000
33.	La Esmeralda	"	Bata	1972-1975	ERic	237	310	U.S. 1:1.7 1:1.44 D.S. 1:1.7	11600	9700
34.	Salvajina	"	Cauca	1982-1984	ERfc	148	426	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.3 1:1.5	3920	3920
35.	Alto Anchicaya	"	Anchicaya	1970-1974	ERfc	140	270	U.S. 1:1.4 D.S. 1:1.4	2400	2400
36.	Golillas	"	Chuza	1976-1978	ERfc	127	110	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.6	1300	1300
37.	Aswan High Dam	Egypt	Nile	1963-1970	ERic	111	3830	U.S. 1:3 D.S. 1:2.6	41400	22800
38.	Grand Maison	France	Eau d'Olle	1979-1984	TEic	170	550	U.S. mean 1:1.7 D.S. mean 1:2.1	12000	3000

(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
40.	Fades	France	Sioule	1964-1968	ERfc	68	235	AM 1:1.3 AV 1:1.3	130	130
41.	Gréoux	"	Verdon	1964-1967	ERie	67	220	AM 1:1.75 AV 1:1.85 1:2.5	850	740
42.	L'Étang	"	Ruisseau du Gouzou	1978-1980	TEie	30	680	AM 1:2 AV 1:1.65	449	213
43.	Frauenau	Allemagne	Kleinen Regen	1976-1983	ERie ia	86	640	AM 1:1.5 1.75 AV 1:1.5 1.75	2449	1523
44.	Kleine Kinzig	"	Kleine Kinzig	1978-1982	ERia	70	375	AM 1:1.7 AV 1:1.7 1:1.8	1420	890
45.	Primstalsperre	"	Prims	1978-1982	ERfa	61	306	AM 1:1.75 AV 1:2.5	1100	250
46.	Mauthaus	"	Nurner Ködel	1968-1972	ERie	61	290	AM 1:1.5 1:1.75 AV 1:1.5 1:1.75	950	560
47.	Obernau	"	Obernaubach	1967-1972	ERfa	60	300	AM 1:1.9 AV 1:1.7 1:1.25	1000	1000
48.	Wiehtalsperre	"	Wiehl	1969-1973	ERia	53	360	AM 1:1.6 1:2 AV 1:1.6 1:2.2	900	800
49.	Wehebach- talsperre	"	Wehebach	1977-1981	ERfa	49.50	435	AM 1:1.6 AV 1:1.5 1:2	750	650
50.	Akosombo	Ghana	Volta	1965	ERie	134	671	AM 1:1.6 AV 1:1.75	7991	-
51.	Brianne	Grande- Bretagne	Towy	1968-1972	ERie	90	274	AM 1:2 AV 1:1.75	2040	1700
52.	Scammonden	"	Black Brook	1966-1969	ERie	73.2	625	AM 1:1.8 1:2.7 AV 1:1.8	4300	3600
53.	Marchlyn	"	-	1976-1980	ERfa	72	635	AM 1:2 AV 1:2	1600	1600
54.	Winscar	"	Don Yorkshire	1972-1975	ERfa	53	520	AM 1:1.7 AV 1:1.4	900	900

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
39.	Mont-Cenis	France	Cenise	1963-1968	TEie	120	1400	U.S. 1:3.25 D.S. 1:1.35	15000	7200
40.	Fades	"	Sioule	1964-1968	ERfc	68	235	U.S. 1:1.3 D.S. 1:1.3	130	130
41.	Gréoux	"	Verdon	1964-1967	ERie	67	220	U.S. 1:1.75 D.S. 1:1.85 1:2.5	850	740
42.	L'Étang	"	Ruisseau du Gouzou	1978-1980	TEie	30	680	U.S. 1:2 D.S. 1:1.65	449	213
43.	Frauenau	Germany	Kleiner Regen	1976-1983	ERie ia	86	640	U.S. 1:1.5 1.75 D.S. 1:1.5 1.75	2449	1523
44.	Kleine Kinzig	"	Kleine Kinzig	1978-1982	ERia	70	375	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.7 1:1.8	1420	890
45.	Primstalsperre	"	Prims	1978-1982	ERfa	61	306	U.S. 1:1.75 D.S. 1:2.5	1100	250
46.	Mauthaus	"	Nurner Ködel	1968-1972	ERie	61	290	U.S. 1:1.5 1:1.75 D.S. 1:1.5 1:1.75	950	560
47.	Obernau	"	Obernaubach	1967-1972	ERfa	60	300	U.S. 1:1.9 D.S. 1:1.7 1:1.25	1000	1000
48.	Wiehtalsperre	"	Wiehl	1969-1973	ERia	53	360	U.S. 1:1.6 1:2 D.S. 1:1.6 1:2.2	900	800
49.	Wehebachtalsperre	"	Wehebach	1977-1981	ERfa	49.50	435	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.5 1:2	750	650
50.	Akosombo	Ghana	Volta	1965	ERie	134	671	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.75	7991	-
51.	Brienne	Great Britain	Towy	1968-1972	ERie	90	274	U.S. 1:2 D.S. 1:1.75	2040	1700
52.	Scammonden	"	Black Brook	1966-1969	ERie	73.2	625	U.S. 1:1.8 1:2.7 D.S. 1:1.8	4300	3600
53.	Marchlyn	"	-	1976-1980	ERfa	72	635	U.S. 1:2 D.S. 1:2	1600	1600
54.	Winscar	"	Don Yorkshire	1972-1975	ERfa	53	520	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.4	900	900

(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
55.	Brenig	Grande-Bretagne	Brenig	1973-1976	ERie	50	1200	AM 1:2 AV 1:2	4160	3340
56.	Ranganga	Inde	Ranganga	1961-1975	ERie	125.6	625.8	AM 1:2.5 AV 1:2.25	16750	9750
57.	Beas	"	Beas	1961-1974	ERie	115.8	1950.7	AM 1:3 AV 1:2.5	54180	32000
58.	Salal	"	Chenab	1975	ERie	108	613	AM 1:2.5 AV 1:1.7	7200	5300
59.	Baira Siul	"	Baira	1980-1981	ERie	53	177	AM 1:2.5 AV 1:2	400	280
60.	Watrak	"	Watrak	1975-1983	ERie	36	315	AM - de 1:2 à 1:3 AV - de 1:2 à 1:2.5	460	300
61.	Takase	Japon	Takase	1971-1978	ERie	176	362	AM 1:2.6 AV 1:2.1	11600	10000
62.	Tedorigawa	"	Tedori	1974-1979	ERie	153	420	AM 1:2.6 AV 1:1.85	10050	7407
63.	Nanakura	"	Takase	1971-1978	ERie	125	340	AM 1:2.7 AV 1:2.0	7380	6530
64.	Tamahara	"	Hotchi	1976-1982	ERie	116	570	AM 1:2.7 AV 1:2.2	5435	4794
65.	Seto	"	Setodani	1975-1978	ERie	111	343	AM 1:2.5 AV 1:2.0	3739	2830
66.	Kassa	"	Kassa	1972-1977	ERie	90	487	AM 1:2.5 AV 1:1.85	4480	3696
67.	Myojin	"	Nabara	1972-1976	ERie	88.5	402	AM 1:2.5 AV 1:2.0	3268	2558
68.	Inamura	"	Seto	1979-1981	ERie	88	352	AM 1:2.65 3.2 AV 1:2.0	3100	2486

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
55.	Brenig	Great Britain	Brenig	1973-1976	ERie	50	1200	U.S. 1:2 D.S. 1:2	4160	3340
56.	Ramganga	India	Ramganga	1961-1975	ERie	125.6	625.8	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2.25	16750	9750
57.	Beas	"	Beas	1961-1974	ERie	115.8	1950.7	U.S. 1:3 D.S. 1:2.5	54180	32000
58.	Salal	"	Chenab	1975	ERie	108	613	U.S. 1:2.5 D.S. 1:1.7	7200	5300
59.	Baira Siul	"	Baira	1980-1981	ERie	53	177	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2	400	280
60.	Watrak	"	Watrak	1975-1983	ERie	36	315	U.S. -from 1:2 to 1:3 D.S. -from 1:2 to 1:2.5	460	300
61.	Takase	Japan	Takase	1971-1978	ERie	176	362	U.S. 1:2.6 D.S. 1:2.1	11600	10000
62.	Tedorigawa	"	Tedori	1974-1979	ERie	153	420	U.S. 1:2.6 D.S. 1:1.85	10050	7407
63.	Nanakura	"	Takase	1971-1978	ERie	125	340	U.S. 1:2.7 D.S. 1:2.0	7380	6530
64.	Tamahara	"	Hotchi	1976-1982	ERie	116	570	U.S. 1:2.7 D.S. 1:2.2	5435	4794
65.	Seto	"	Setodani	1975-1978	ERie	111	343	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2.0	3739	2830
66.	Kassa	"	Kassa	1972-1977	ERie	90	487	U.S. 1:2.5 D.S. 1:1.85	4480	3696
67.	Myojin	"	Nabara	1972-1976	ERie	88.5	402	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2.0	3268	2558
68.	Inamura	"	Seto	1979-1981	ERie	88	352	U.S. 1:2.65 3.2 D.S. 1:2.0	3100	2486



(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
69.	Futai	Japon	Kiyotsu	1972-1977	ERie	87	280	AM 1:2.6 AV 1:1.85	2394	1905
70.	Terauchi	"	Sata	1972-1977	ERie	83	420	AM 1:2.7 AV 1:2.1	3013	2340
71.	Chicoasen	Mexique	Grijalva	1975-1980	ERie	261	315	AM 1:2.1 AV 1:2	14660	10577
72.	La Angostura	"	Grijalva	1970-1974	ERie	147	323	AM 1:2 AV 1:1.8	4156	1958
73.	Sidi Mohamed Ben Abdellah	Maroc	Bou Regreg	1971-1974	ERie	85	340	AM 1:2 AV 1:2	2500	1747
74.	Pukaku	Nouvelle-Zélande	Pukaku	1971-1976	ERie	61	823	AM 1:2.5 AV 1:2.4	6500	3500
75.	Oddatjorn	Norvège	Oddeana	- 1987	ERie	140	500	AM 1:1.6 AV 1:1.35	5400	4037
76.	Svartevatn	"	Sira	1977	ERie	129	420	AM 1:1.6 AV 1:1.4	4715	3672
77.	Storvatn	"	Brattliana	- 1987	ERia	98	1460	AM 1:1.5 AV 1:1.5	9700	8569
78.	Førreskard	"	Oddeana	- 1987	ERia	88	560	AM 1:1.6 AV 1:1.35	1500	1118
79.	Sysenvatn	"	Leiro	1979	ERia	84	1140	AM 1:1.6 AV 1:1.4	3624	2790
80.	Øvre Kalvatn	"	Åbjøra	1979	ERie	70	47	AM 1:1.5 AV 1:1.5	740	480
81.	Forsvatn	"	Kjela	1979	ERie	55	240	AM 1:1.6 AV 1:1.4	700	399
82.	Blådalsvatn	"	Blåelv	1975	ERfc	52	460	AM 1:1 AV 1:1.4	495	492
83.	Grimosen	"	Øyreelv	1980	ERie	51	300	AM 1:1.53 AV 1:1.43	544	344
84.	Svartevatn	"	Haugacielselv	1982	ERfc	50	285	AM 1:1.45 1:1 AV 1:1.5	210	207
85.	Tarbela	Pakistan	Indus	1968-1977	ERie	143	2743	AM 1:2.65 AV 1:2	152000	129000

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
69.	Futai	Japan	Kiyotsu	1972-1977	ERie	87	280	U.S. 1:2.6 D.S. 1:1.85	2394	1905
70.	Terauchi	"	Sata	1972-1977	ERie	83	420	U.S. 1:2.7 D.S. 1:2.1	3013	2340
71.	Chicoasen	Mexico	Grijalva	1975-1980	ERie	261	315	U.S. 1:2.1 D.S. 1:2	14660	10577
72.	La Angostura	"	Grijalva	1970-1974	ERie	147	323	U.S. 1:2 D.S. 1:1.8	4156	1958
73.	Sidi Mohamed Ben Abdellah	Morocco	Bou Regreg	1971-1974	ERie	85	340	U.S. 1:2 D.S. 1:2	2500	1747
74.	Pukaku	New Zealand	Pukaku	1971-1976	ERie	61	823	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2.4	6500	3500
75.	Oddatjørn	Norway	Oddeana	- 1987	ERie	140	500	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.35	5400	4037
76.	Svartevatn	"	Sira	1977	ERie	129	420	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.4	4715	3672
77.	Storvatn	"	Brattliana	- 1987	ERia	98	1460	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.5	9700	8569
78.	Førreskard	"	Oddeana	- 1987	ERia	88	560	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.35	1500	1118
79.	Sysenvatn	"	Leiro	1979	ERia	84	1140	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.4	3624	2790
80.	Øvre Kalvvatn	"	Åbjøra	1979	ERie	70	47	U.S. 1:1.5 D.S. 1:1.5	740	480
81.	Førsvatn	"	Kjela	1979	ERie	55	240	U.S. 1:1.6 D.S. 1:1.4	700	399
82.	Blådalvatn	"	Bhåelv	1975	ERfc	52	460	U.S. 1:1 D.S. 1:1.4	495	492
83.	Grimosen	"	Øyreelv	1980	ERie	51	300	U.S. 1:1.53 D.S. 1:1.43	544	344
84.	Svartevatn	"	Haugselv	1982	ERfc	50	285	U.S. 1:1.45 1:1 D.S. 1:1.5	210	207
85.	Tarbela	Pakistan	Indus	1968-1977	ERie	143	2743	U.S. 1:2.65 D.S. 1:2	152000	129000
86.	Mangla	"	Ihelum	1962-1967	ERie	138.4	2561	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2	63540	40560
87.	Simly	"	Soan	1972-1978	ERie	80	308	U.S. 1:2.25 D.S. 1:1.75	1900	1420
88.	Khanpur	"	Haro	1962-1983	TEie	50.9	471.3	U.S. 1:3.5 D.S. 1:2.5	3000	500

(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem. (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
86.	Mangla	Pakistan	Ihelum	1962-1967	ERie	138.4	2561	AM 1:2.5 AV 1:2	63540	40560
87.	Simly	"	Soan	1972-1978	ERie	80	308	AM 1:2.25 AV 1:1.75	1900	1420
88.	Khanpur	"	Haro	1962-1983	TEie	50.9	471.3	AM 1:3.5 AV 1:2.5	3000	500
89.	Fortuna	Panama	Chiriqui	1989	ERfc	100	-	AM 1:1.7 AV 1:1.4	2450	2450
90.	Aguada Blanca	Perou	Chili	1971	ERmf	45	80	AM 1:1.7 AV 1:1.4	100	100
91.	Beliche	Portugal	Beliche	1982-1985	TEie	54	527	AM 1:2 AV 1:1.8	991	367
92.	Gura Apelor	Roumanie	Riul Mare	1979	ERie	168	450	AM 1:1.225 1:2.75 AV 1:1.5 1:2.25	9650	6250
93.	Siriu	"	Buzau	1976	ERie	122	490	AM 1:2.50 AV 1:2.25	8200	4200
94.	Fintinele	"	Somesul	1973-1978	ERfc	92	410	AM 1:1.4 AV 1:1.4	2350	2350
95.	Charvak	Russie	Chirchik	1971-1978	ERie	168	764	AM 1:2 AV 1:1.885	18866	13340
96.	Kolyma	"	Kolyma	1981-1989	ERie	130	800	AM 1:1.4 1:1.8 AV 1:1.4	12000	9000
97.	Serebrjanskaya HPS-1	"	Voronja	1963-1970	TEie	78	1820	AM 1:1.8 AV 1:1.9	5670	2600
98.	Vilyuiskaya	"	Vilyui	1960-1970	ERie	74.5	600	AM 1:1.3 1:2.5 AV 1:1.8	5108	3892
99.	Ust-Khantajka	"	Khantajka	1963-1975	ERie	70	420	AM 1:2 AV 1:2	1200	725

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
89.	Fortuna	Panama	Chiriqui	1989	ERfc	100	-	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.4	2450	2450
90.	Aguada Blanca	Peru	Chili	1971	ERmf	45	80	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.4	100	100
91.	Beliche	Portugal	Beliche	1982-1985	TEie	54	527	U.S. 1:2 D.S. 1:1.8	991	367
92.	Gura Apelor	Romania	Riul Mare	1979	ERie	168	450	U.S. 1:1.225 1:2.75 D.S. 1:1.5 1:2.25	9650	6250
93.	Siriu	"	Buzau	1976	ERie	122	490	U.S. 1:2.50 D.S. 1:2.25	8200	4200
94.	Fintinele	"	Somesul	1973-1978	ERfc	92	410	U.S. 1:1.4 D.S. 1:1.4	2350	2350
95.	Charvak	Russia	Chirchik	1971-1978	ERie	168	764	U.S. 1:2 D.S. 1:1.885	18866	13340
96.	Kolyma	"	Kolyma	1981-1989	ERie	130	800	U.S. 1:1.4 1:1.8 D.S. 1:1.4	12000	9000
97.	Serebrjanskaya HPS-1	"	Voronja	1963-1970	TEie	78	1820	U.S. 1:1.8 D.S. 1:1.9	5670	2600
98.	Vilyuiskaya	"	Vilyui	1960-1970	ERie	74.5	600	U.S. 1:1.3 1:2.5 D.S. 1:1.8	5108	3892
99.	Ust-Khantajka	"	Khantajka	1963-1975	ERie	70	420	U.S. 1:2 D.S. 1:2	1200	725
100.	Khao-Laem	Thailand	Qaue-Noi	1984	ERfc	130	1000	U.S. 1:1.4 D.S. 1:1.4	8000	8000
101.	New Melones	USA	Stanislaus	1976-1978	ERie	194	475	U.S. 1:2 D.S. 1:1.9	12139	8325
102.	Cougar	"	McKenzie (South Fork)	1964	ERie	158	488	U.S. 1:1.8 D.S. 1:1.6	9715	8568
103.	Bath County Upper Dam	"	Little Back Creek	1984	ERie	144	688	U.S. 1:2.25 1:2.5 D.S. 1:2 1:2.75	13000	10000
104.	Carters Main Dam	"	Goosawattee	1974	ERie	141	594	U.S. 1:1.7 D.S. 1:1.8	11398	9945
105.	Mud Mountain	"	White	1948	ERie	129	213	U.S. 1:2.25 D.S. 1:2.25	1759	

(suite)

N°	Barrage	Pays	Cours d'eau	Date de construction	Paramètres					
					Type de barrage	Hauteur maximale (m)	Long. crête (m)	Pentes : amont et aval	Volume du barrage (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume enrochem (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100.	Khao-Laem	Thailand	Qaue-Noi	1984	ERfc	130	1000	AM 1:1.4 AV 1:1.4	8000	8000
101.	New Melonis	USA	Stanislaus	1976-1978	ERie	194	475	AM 1:2 AV 1:1.9	12139	8325
102.	Cougar	"	McKenzie (South Fork)	1964	ERie	158	488	AM 1:1.8 AV 1:1.6	9715	8568
103.	Bath County Upper Dam	"	Little Back Creek	1984	ERie	144	688	AM 1:2.25 1:2.5 AV 1:2 1:2.75	13000	10000
104.	Carters Main Dam	"	Coosawattee	1974	ERie	141	594	AM 1:1.7 AV 1:1.8	11398	9945
105.	Mud Mountain	"	White	1948	ERie	129	213	AM 1:2.25 AV 1:2.25	1759	-
106.	Summersville	"	Gauley	1965	ERie	119	695	AM 1:2.25 AV 1:2.25	8793	7125
107.	Lost Creek	"	Rogue	1976	ERie	105	1097	AM 1:1.85 AV 1:1.75	8262	-
108.	R.D.Bailey	"	Guyanpot	1976	ERie	94	426	AM 1:2.25 AV 1:2.25	4666	-
109.	Jennings Randolph (Bloomington)	"	Potomac (North Branch)	1976-1981	ERie	90	649	AM 1:2.75 AV 1:2.75	7827	6144
110.	Applegate	"	Applegate	1980	ERie	74	366	AM 1:2 AV 1:2	2151	-
111.	Raccoon Mountain	"	McNabb and Laurel branches	1971-1976	ERie	70	2590	AM 1:2 1:3 1:4 AV 1:2	7740	5360
112.	Tims Ford	"	Elk	1967-1970	ERie	53.4	405	AM 1:2.5 AV 1:2.5	1800	1300
113.	Raul Leoni	Vénézuéla	Caroni	1977-1984	ERie	130	500	AM 1:1.75 AV 1:1.75	7000	5500

(continued)

Sl. No.	Dam	Country	River	Date of construction	Parameters					
					Type of dam	Maximum height (m)	Crest length (m)	Slopes: upstream & downstream V:H	Volume of dam (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Volume of rockfill (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
106.	Summerville	USA	Gauley	1965	ERic	119	695	U.S. 1:2.25 D.S. 1:2.25	8793	7125
107.	Lost Creek	"	Rogue	1976	ERic	105	1097	U.S. 1:1.85 D.S. 1:2.75	8262	-
108.	R.D. Bailey	"	Guyanpot	1976	ERic	94	426	U.S. 1:2.25 D.S. 1:2.25	4666	-
109.	Jennings Randolph (Bloomington)	"	Potomac (North Branch)	1976-1981	ERic	90	649	U.S. 1:2.75 D.S. 1:2.75	7827	6144
110.	Appelgate	"	Appelgate	1980	ERic	74	366	U.S. 1:2 D.S. 1:2	2151	-
111.	Raccoon Mountain	"	Mc. Nabb and Laurel branches	1971-1976	ERic	70	2590	U.S. 1:2 1:3 1:4 D.S. 1:2	7740	5360
112.	Tims Ford	"	Elk	1967-1970	ERic	53.4	405	U.S. 1:2.5 D.S. 1:2.5	1800	1300
113.	Raul Leoni	Venezuela	Caroni	1977-1984	ERic	130	500	U.S. 1:1.75 D.S. 1:1.75	7000	5500

Tableau B - Propriétés des matériaux, mise en place et caractéristiques des enrochements

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Rio Grande Cerro Pelado	Sable et gravier	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.	Alicura	Alluvial	-	-	-	90% <100	-	-	-	-	2.30	42
3.	El Chocón	Sable et gravier	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.	Darmouth	Granite gneiss	2.65	200	-	4% <0.6 80% <600	1-2	Rouleau vibrant 14 t	4	-	2.0	40
5.	Talbingo	Rhyolite ou porphyre naturel ou concassé	2.46 2.64	-	Imbibition	100% <900	0.45 0.90 1.80	Rouleau vibrant 10 t	4	0.25 m³/m³	1.93 2.08	44
6.	Copeton	Granite (sautage)	2.63	165	-	0.6-500	0.3 3.7	Rouleau vibrant 10 t	1-4	-	1.87 2.04	39.4
7.	Blowering	Pélite, phyllite	2.71	23-221	-	-	0.5 1.8	Rouleau vibrant 8 t	4	1.07 m³/m³	2.06	40.3 45.7
8.	Ord	Quartzite	2.60 2.65	70	-	5-400	0.9 1.8	Rouleau vibrant 10 t	4	Humidific.	2.17	42
9.	Wyangala	Gneiss (sautage)	2.65	162	-	-	0.9 2.4	Rouleau vibrant 8,6 t	1-4	-	1.94	-
10.	Mangrove Creek	Pélite, grès, basalte	-	55-165	-	10 zones, gran. max. 20-1200	0.6	Rouleau vibrant 15 t	4	-	2.1	37-45
11.	Corin	Quartzite de carrière	2.65	138	-	71% <150 24% <25 2% <0.25	0.45	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.13	42
12.	Windamere	Andésite	2.74	112	-	0.075-500	1.2 2.0	Rouleau vibrant 10 t	2-6	-	-	-
13.	Glennies Creek	Tuf	2.24 2.57	139 325	-	0.075-300	0.5 2.0	Rouleau vibrant 10 t	2-6	Humidif. 20% du volume compacté	2.00 2.06	-
14.	Split Rock	Grauwacke	2.81	248	-	-	0.5 2.0	Rouleau vibrant 10 t	4-6	-	-	-
15.	Boondooma	Rhyolite de excavation évacuateur	-	100	-	4% <0.08 100% <900	0.75 1.5	Rouleau vibrant 10 t	4	0.1 m³/m³	2.35 2.40	-
16.	Kangaroo Creek	Schiste, granite, gneiss	-	-	-	0.1-600 30% <25	0.914 1.2	Rouleau vibrant 10 t	4	1.0 m³/m³	2.32	39.5

**Table B - Rock properties, filling procedures and characteristics of placed fill**

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Rio Grande Cerro Pelado	Sand and gravel	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.	Alicura	Alluvial	-	-	-	90% < 100 70% < 50 10% < 0.42	-	-	-	-	2.30	42
3.	El Chocón	Sand and gravel	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.	Dartmouth	Granite gneiss	2.65	200	-	4% < 0.6 80% < 600	1-2	14-t vibratory roller	4	-	2.0	40
5.	Talbingo	Natural or crushed rhyolite or porphyry	2.46 2.64	-	Soaking	100% < 900	0.45 0.90 1.80	10-t vibratory roller	4	0.25 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.93 2.08	44
6.	Copeton	Granite (blasted)	2.63	165	-	0.6-500	0.3 3.7	10-t vibratory roller	1-4	-	1.87 2.04	39.4
7.	Blowering	Siltstone, phyllite	2.71	23-221	-	-	0.5 1.8	8-t vibratory roller	4	1.07 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.06	40.3 45.7
8.	Ord	Quartzite	2.60 2.65	70	-	5-400	0.9 1.8	10-t vibratory roller	4	Moistening	2.17	42
9.	Wyangala	Gneiss (blasted)	2.65	162	-	-	0.9 2.4	8.6-t vibratory roller	1-4	-	1.94	-
10.	Mangrove Creek	Siltstone, sandstone, basalt	-	55-165	-	10 zones, max. size 20-1200	0.6	15-t vibratory roller	4	-	2.1	37-45
11.	Corin	Quarried quartzite	2.65	138	-	72% < 150 24% < 25 2% < 0.25	0.45	10-t vibratory roller	4	-	2.13	42
12.	Windamere	Andesite	2.74	112	-	0.075-500	1.2 2.0	10-t vibratory roller	2-6	-	-	-
13.	Glennies Creek	Tuff	2.24 2.57	139 325	-	0.075-300	0.5 2.0	10-t vibratory roller	2-6	Moistening 20% of compacted volume	2.00 2.06	-
14.	Split Rock	Greywacke	2.81	248	-	-	0.5 2.0	10-t vibratory roller	4-6	-	-	-
15.	Boondooma	Rhyolite from spillway excavation	-	100	-	4% < 0.08 100% < 900	0.75 1.5	10-t vibratory roller	4	0.1 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.35 2.40	-
16.	Kangaroo Creek	Shale, granite, gneiss	-	-	-	0.1-600 30% < 25	0.914 1.2	10-t vibratory roller	4	1.0 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.32	39.5



(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Maasse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
17.	Chaffey	Jaspe (sautage)	2.63	97.5	-	0.075-500	1.2	Rouleau vibrant 8 t	2-4	-	2.02	38.7
18.	Little Para	Dolomites schisteuses	-	-	-	0.1-300 50% <25	1.0 1.3	Rouleau vibrant 9 t	4	-	2.1	25-30
19.	Fred Haigh	Tuf andésit. peu de granite	-	80-110	-	0.05-200 5% <4.75	0.9	Rouleau vibrant 10 t	5	-	2.0	38-42
20.	Googong	Granite, dacite	2.66 2.70	158-76	-	-	0.5 1.0 2.0	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.15	42
21.	Finstertal	Granodiorite	2.79	-	-	<700	0.75 1.0	Rouleau vibrant 15 t	6	Massif amont 0.5 m³/m³	2.15 2.21	41-46
22.	Bockhartsee	Granite, gneiss	2.68	-	-	<700	1.0	Rouleau vibrant 14,5 t	8	-	2.26	43-45
23.	Foz do Areia	75% basalte, 25% brèche basaltique	2.8 2.3	240 38	-	-	1.2	Rouleau vibrant 10 t	4	0.25 m³/m³	2.12	42
24.	La Grande 2	Granite gneiss	2.55	138	Très compétent	0-1000 0-2000	1.0	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.0	45
25.	La Grande 4	Granite gneiss	2.55	138	Très compétent	0-1000 0-2000	1.0 2.0	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.0	45
26.	Kenny	Basalte	-	-	-	-	1.2	-	-	Lance	-	-
27.	La Grande 3	granite gneiss	2.55	138	Très compétent	0-2000	Max 2 1 or 0.45	Rouleau vibrant 10 t	-	-	2.0	45
28.	Lajoie	Diorite	-	-	Élevée	-	23.8	-	-	Lance	1.6	-
29.	Cat Arm	Granite, gneiss granitique	2.70	160	Très élevée	100% <600 40% <50	0.9	Rouleaux vibrants 10 t & 15 t	4	-	1.9	42
30.	Colbun	Alluvial	-	-	-	100% <609 5% <0.42	-	-	-	-	2.30	46
31.	Pehuene Melado	Alluvial	-	-	-	100% <609 7% <4.76	-	-	-	-	-	-
32.	Guavio	Calcaire, quartzite	2.76	-	-	25% <25 75% <250	0.4 1.2 1.8	Rouleau vibrant 10 t	2 4	Humidific.	2.2	-

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
17.	Chaffey	Jasper (blasted)	2.63	97.5	-	0.075-500	1.2	8-t vibratory roller	2-4	-	2.02	38.7
18.	Little Para	Shaly dolomites	-	-	-	0.1-300 50% < 25	1.0 1.3	9-t vibratory roller	4	-	2.1	25-30
19.	Fred Haigh	Andesitic tuff, some granite	-	80-110	-	0.05-200 5% < 4.75	0.9	10-t vibratory roller	5	-	2.0	38-42
20.	Googong	Granite, dacite	2.66 2.70	158-76	-	-	0.5 1.0 2.0	10-t vibratory roller	4	-	2.15	42
21.	Pinstertal	Granodiorite	2.79	-	-	< 700	0.75 1.0	15-t vibratory roller	6	Upstream shell 0.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.15 2.21	41-46
22.	Bockhartsee	Granite, gneiss	2.68	-	-	< 700	1.0	14.5-t vibratory roller	8	-	2.26	43-45
23.	Foz do Areia	75% Basalt, 25% basaltic breccia	2.8 2.3	240 38	-	-	1.2	10-t vibratory roller	4	0.25 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.12	42
24.	La Grande 2	Granite gneiss	2.55	138	Very competent	0-1000 0-2000	1.0	10-t vibratory roller	4	-	2.0	45
25.	La Grande 4	Granite gneiss	2.55	138	Very competent	0-1000 0-2000	1.0 2.0	10-t vibratory roller	4	-	2.0	45
26.	Kenny	Basalt	-	-	-	-	1.2	-	-	Giant	-	-
27.	La Grande 3	Granite gneiss	2.55	138	Very competent	0-2000	Max 2 1 or 0.45	10-t vibratory roller	-	-	2.0	45
28.	Lajoie	Diorite	-	-	High	-	23.8	-	-	Giant	1.6	-
29.	Cat Arm	Granite, granite gneiss	2.70	160	Very high	100% < 600 40% < 50	0.9	10-t & 15-t vibratory rollers	4	-	1.9	42
30.	Colbun	Alluvial	-	-	-	100% < 609 5% < 0.42	-	-	-	-	2.30	46
31.	Pehuenche Melado	Alluvial	-	-	-	100% < 609 7% < 4.76	-	-	-	-	-	-
32.	Guavio	Limestone, quartzite	2.76	-	-	25% < 25 75% < 250	0.4 1.2 1.8	10-t vibratory roller	2 4	Moistening	2.2	-

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
33.	La Esmeralda	Quartzite, argillite, phyllite, calcaire	2.76	-	-	60% < 100 54% < 100 58% < 100 50% < 100	0.45 0.90 1.80 0.45 0.90	Rouleau vibrant 13 t	3 4 4 4	0.25 m³/m³	2.27 2.12 2.15 2.11	35.9 31.3 43.8 43.8
34.	Salvajina	Grès, tendre, pélite	2.74	-	-	80% < 100 5% < 200	0.90	Rouleau vibrant 10 t	6	-	2.26	-
35.	Alto Anchicaya	Cornéenne, diorite	-	-	-	60% < 100	0.60	Rouleau vibrant 10 t	4	0.20 m³/m³	2.28	-
36.	Golillas	Gravier terreux	2.74	-	-	60% < 70	0.60	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.25	-
37.	Ht-barrage d'Assouan	Gneiss, migmatites, porphyrogranites	2.81 2.72 2.76	101 136 146	- - -	Surtout: a) mort-terrain ordinaire 100% < 500 45% < 20  b) mort-terrain amélioré 100% < 1000 25% < 20  c) sable tamisé, pierre (sautage) 95% < 150 5% < 5.80	2-3      -	Trafic      Trafic	-      -	-      Lance	1.80      1.80 1.87	Variable suivant la fraction < 20      De 31° (80% < 20°) à 40° (5% < 20)
38.	Grand-Maison	Gneiss	2.74 2.63	50 200	-	100% < 1500 50% < 100 28% < 20	1.8	Rouleau vibrant 8,5 t	4	0.25 m³/m³	-	-
39.	Mont-Cenis	Calcschiste	2.71	52	-	0-1000 1-2000	1 2	Rouleau vibrant 8,5 t	6	0.5 m³/m³	1.95 2.0 2.0 2.1	40-42
40.	Fades	Granite	-	-	-	15% < 5	AM 1 AV 2	Rouleau vibrant 8,5 t	10	Pulvéris., 0.75 m³/m³ à 7 bars	2.08	-
41.	Gréoux	Calcaire	-	-	Inaltérabilité	0-600 25% < 25	0.6 0.6	Rouleau vibrant 8,5 t	6	0.3 m³/m³	-	-
42.	L'Étang	Granite	-	-	-	0-500 0-800 500-1000	1.5	Rouleau vibrant 12 t	6-10	0.2 m³/m³	2.50	-

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill				
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			
33.	La Esmeralda	Quartzite, argillite, phyllite, limestone	2.76	-	-	60% < 100	0.45	13-t vibratory roller	3	0.25 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.27	35.9			
						54% < 100	0.90		4		2.12	31.3			
						58% < 100	1.80		4		2.15	43.8			
						50% < 100	0.45		4		2.11	43.8			
						0.90									
34.	Salvajina	Weak sandstone, siltstone	2.74	-	-	80% < 100 5% < 200	0.90	10-t vibratory roller	6	-	2.26	-			
35.	Alto Anchicaya	Hornfels, diorite	-	-	-	60% < 100	0.60	10-t vibratory roller	4	0.20 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.28	-			
36.	Golillas	Dirty gravels	2.74	-	-	60% < 70	0.60	10-t vibratory roller	4	-	2.25	-			
37.	Aswan High Dam	Gneiss, migmatites, porphyrogranites	2.81	101	-	Mainly a) ordinary road muck 100% < 500 45% < 20	2-3	Traffic	-	-	1.80	Variable depending on fraction < 20			
													2.72	136	-
													2.76	146	-
						b) improved road muck 100% < 1000 25% < 20	6-8	Traffic	-	Giant	1.80 1.87	From 31° (80% < 20) to 40° (5% < 20)			
						c) screened sand-blasted stone 95% < 150 5% < 5-80	-	Sand blasting	-	Under-sluicing	1.90 2.03	-			
38.	Grand Maison	Gneiss	2.74 2.63	50 200	-	100% < 1500 50% < 100 28% < 20	1.8	8.5-t vibratory roller	4	0.25 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	-	-			
39.	Mont-Cenis	Calcschist	2.71	52	-	0-1000 1-2000	1 2	8.5-t vibratory roller	6	0.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.95	40-42			
											2.0				
											2.0 2.1				

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
43.	Frauenau	Gneiss	2.7	-	-	0-1000 20% < 60	1.2	Rouleau vibrant 13,5 t	10	Humidific.	2.1 2.2	45
44.	Kleine Kinzig	Syénite	2.5	-	-	0-400	0.5	Rouleau vibrant 16 t	6	-	2.15	40
45.	Primstalsperre	Schiste argileux, quartzite	2.65	-	-	0-700	0.5 0.5	Rouleau vibrant 13,5 t	4	-	2.11	37.5
46.	Mauthaus	Schiste argileux	2.69	10	-	-	0.6 1.0	Rouleau vibrant 12,5 t	8	0.5 m³/m³	1.9	37 43
47.	Obernau	Argilite, schiste	1.8 2.0	-	-	-	0.5	Rouleau vibrant 13,5 t	6	-	1.9 2.1	30
48.	Wiehlalsperre	Grauwacke, quartz	2.6 2.7	100-150	-	0-700	1.2	Rouleau vibrant SAW 185	2	-	2.0	36
49.	Wehebachtalsperre	Grès	2.75	80	-	0.2-1000	1	Rouleau vibrant 15 t	4	-	2.2	41
50.	Akosombo	-	-	-	-	-	1.50	Rouleau vibrant 3,5 t et diversé	4	0.5-2 m³/m³	-	-
51.	Brianne	Aleurolites	-	110-24	-	80% < 300 25% < 4	0.5 1.0	Rouleau vibrant 13,5 t	4	Humidific.	2.3	44
52.	Scammonden	Grès, schiste pélite	Variable	Variable	-	10-600	0.9	Rouleau vibrant 11 t	5	-	-	-
53.	Marchlyn	Roche	-	-	-	< 800	1.0	Rouleau vibrant 13,5 t	4	Humidific.	-	41-56
54.	Winscar	Grès	-	-	-	-	1.7	Rouleau vibrant 13,5 t	4	Humidific.	2.03	-
55.	Brenig	Pélite	2.78	-	-	< 300	0.5 1.0	Rouleau vibrant 13,5 t	4	0.15 m³/m³	2.35	40
56.	Ramganga	Grès	-	-	-	-	0.30	Compacteur Hyster	18	-	-	AM 38 AV 33
57.	Beas	Grès	2.65	-	-	0.07-450	0.46 0.6 0.75	Tracteur, rouleau vibrant 10 t	4-6 4	-	2.16	35
58.	Salal	Dolomite	2.83 2.70	-	-	0.075-300	0.45 0.60	Rouleau vibrant 8,5 t	6-7	0.3 m³/m³	2.10	40

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
40.	Fades	Granite	-	-	-	15% < 5	U.S. 1 D.S. 2	8.5-t vibratory roller	10	Spraying, 0.75 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> at 7 bars	2.08	-
41.	Gréoux	Limestone	-	-	No alterability	0-600 25% < 25	0.6 0.8	8.5-t vibratory roller	6	0.3 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	-	-
42.	L'Étang	Granite	-	-	-	0-500 0-800 500-1000	1.5	12-t vibratory roller	6-10	0.2 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.50	-
43.	Frauenau	Gneiss	2.7	-	-	0-1000 20% < 60	1.2	13.5-t vibratory roller	10	Moistening	2.1 2.2	45
44.	Kleine Kinzig	Syenite	2.5	-	-	0-400	0.5	16-t vibratory roller	6	-	2.15	40
45.	Primstalsperre	Clay shale, quartzite	- 2.65	- -	- -	- 0-700	0.5 0.5	13.5-t vibratory roller	4	-	2.11	37.5
46.	Mauthaus	Clay shale	2.69	10	-	-	0.6 1.0	12.5-t vibratory roller	8	0.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.9	37 43
47.	Obernau	Argillite, shale	1.8 2.0	-	-	-	0.5	13.5-t vibratory roller	6	-	1.9 2.1	30
48.	Wichtalsperre	Greywacke, quartz	2.6 2.7	100-150	-	0-700	1.2	SAW 185 vibratory roller	2	-	2.0	36
49.	Wehebach talsperre	Sandstone	2.75	80	-	0.2-1000	1	15-t vibratory roller	4	-	2.2	41
50.	Akosombo	-	-	-	-	-	1.50	3.5-t vibratory roller and dumped	4	0.5-2 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	-	-
51.	Brienne	Aleurolites	-	110-24	-	80% < 300 25% < 4	0.5 1.0	13.5-t vibratory roller	4	Moistening	2.3	44
52.	Scamonden	Sandstone, shale mudstone	Variable	Variable	-	10-600	0.9	11-t vibratory roller	5	-	-	-
53.	Marchlyn	Rock	-	-	-	< 800	1.0	13.5-t vibratory roller	4	Moistening	-	41-56
54.	Winscar	Sandstone	-	-	-	-	1.7	13.5-t vibratory roller	4	Moistening	2.03	-

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
59.	Baira Siul	Alluvion, phyllite	-	-	-	0.07-300	0.60	Rouleau vibrant 10 t	-	-	2.19	34
60.	Watrak	Quartzite, phyllite avec silice	2.5 2.6	Sec 117.7, humide 94.5 Sec 29, humide 3.5	-	0-500 20% <2 50% <10 10% <100	0.5 0.6	Rouleau vibrant 10 t	10	0.12 m³/m³	1.95	37
61.	Takase	Granite	2.63	-	-	<1500	Zone int. 1.0 Zone ext. 1.5	Rouleau vibrant 13,5 t	4	-	2.19	44
62.	Tedorigawa	Gneiss, conglomérat	2.607 2.621	123 89.3	-	Zone int. 25% <4.8 Zone ext. 15% <4.8	0.8 17.5	Rouleau vibrant 13,5 t	4 6	-	2.17 2.13	41°23' 42°09'
63.	Nanakura	Granite	2.64	-	-	<1500	Zone int. 1.0 Zone ext. 1.5	Rouleau vibrant 13,5 t	4	-	2.14	44
64.	Tamahara	Andésite, tuf, brèche	2.78	-	-	<1500	Zone int. 0.8 Zone ext. 1.5	Rouleau vibrant 13,5 t	2	-	2.04	43
65.	Seto	Grès, schiste	2.65 2.70	128-47	-	<800	0.6 1.0	Rouleau vibrant 15 t	4	-	2.12	42.5
66.	Kassa	Dacite	2.52 2.57	119-157	-	<200	2.0	Bouteurs 32 tonnes tract. 35-t	-	-	2.0	41-46
67.	Myojin	Granite	2.65	-	-	<500	2.0	Rouleau vibrant 13,5 t	2	-	1.95	41
68.	Inamura	Schiste	2.72 2.99	78	-	<400	1.2	Rouleau vibrant 13,5 t	6	-	2.0	39-42
69.	Futai	Granodiorite	2.69	163-193	-	<500	1.0	tract. 59-t	-	-	2.13 2.03	43-44
70.	Terauchi	Schiste	2.65 2.70	100-150	-	<1500 60% <200	1.5 Roulage 0.5	Rouleau vibrant	4	-	2.22	42

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristic of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
55.	Brenig	Siltstone, mudstone	2.78	-	-	< 300	0.5 1.0	13.5-t vibratory roller	4	0.15 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.35	40
56.	Ranganga	Sandstone	-	-	-	-	0.30	Hyster compactor	18	-	-	U.S. 38 D.S. 33
57.	Beas	Sandstone	2.65	-	-	0.07-450	0.46 0.6 0.75	Tractor, 10-t vibratory roller	4-6 4	-	2.16	35
58.	Salal	Dolomite	2.83 2.70	-	-	0.075-300	0.45 0.60	8.5-t vibratory roller	6-7	0.3 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.10	40
59.	Baira Siul	Alluvium, phyllite	-	-	-	0.07-300	0.60	10-t vibratory roller	-	-	2.19	34
60.	Watrak	Quartzite, phyllite with silica mineral	2.5 2.6	Dry 117.7, wet 94.5 Dry 29, wet 3.5	-	0-500 20% < 2 50% < 10 10% < 100	0.5 0.6	10-t vibratory roller	10	0.12 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.95	37
61.	Takase	Granite	2.63	-	-	< 1500	Inner zone 1.0 Outer zone 1.5	13.5-t vibratory roller	4	-	2.19	44
62.	Tedorigawa	Gneiss, conglomerate	2.607 2.621	123 89.3	- -	Inner zone 25% < 4.8 Outer zone 15% < 4.8	0.8 17.5	13.5-t vibratory roller	4 6	- -	2.17 2.13	41° 23' 42° 09'
63.	Nanakura	Granite	2.64	-	-	< 1500	Inner zone 1.0 Outer zone 1.5	13.5-t vibratory roller	4	-	2.14	44



(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (U/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
71.	Chicoasen	Calcaire	2.60	66	Bonne	<1000	Enroch. compacté 0.6 Enroch. déversé 1.0	Bouteurs, Rouleau vibrant 12 t	4	-	2.05	38-39
72.	La Angostura	-	2.64	50	-	-	compacté 0.6 Déversé 1.0	Rouleau vibrant 13 t, bouteurs	-	-	1.87	-
73.	Sidi Mohamed Ben Abdellah	Calcaire, quartzite	2.65	-	-	100% <400 5% <0.08	0.6	Rouleaux vibrants ABG, 13.5-t SAW, ALBARET	4 6	-	2.22 2.53	37-42
74.	Pukaku	Terre-gravier avec particules roulées de grauwacke	2.66	200	Très résistant	0.1-600	0.9	Rouleau vibrant 10 t	6	Humidific.	2.18	42
75.	Oddajorn	Gneiss granitique	2.6 2.7	Assez élevée	Assez élevée	0-1000	2.0	Rouleau vibrant 13 t	8	-	2.1	45
76.	Svartevatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	0-1330	2.0	Rouleau vibrant 14 t	8	-	2.1	45
77.	Storvatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	Tamisé 90% <400 90% <800	0.8 1.6	Rouleau vibrant 13 t	9 9	-	2.1 2.1	45 45
78.	Foerreskard	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	0-750	1.5	Rouleau vibrant 13 t	8	-	2.1	45
79.	Sysenvatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	0-1330	2.0	Rouleau vibrant 13 t	8	Lance 14 bars	2.1	45
80.	Ovre Kalvatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	Assez élevée	Assez élevée	0-1330	2.0	Rouleau vibrant 15 t	6	-	2.1	45
81.	Forsvatn	Gneiss granitique	2.6	"	"	0-1330	2.0	Rouleau vibrant 13 t	6	Humidif. partielle	2.1	45
82.	Bladalsvatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	Assez résistante	0-1500	3.0	-	-	Humidific.	2.1	45
83.	Grimsoen	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	0-1000	1.5	Rouleau vibrant 9 t	6	-	2.1	45
84.	Svartevatn	Gneiss granitique	2.6 2.7	"	"	-	3.0	Rouleau vibrant 5,4 t	4	2 m³/m³	2.1	45

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristic of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
64.	Tamahara	Andesite, tuff, breccia	2.78 2.60	-	-	< 1500	Inner zone 0.8 Outer zone 1.5	13.5-t vibratory roller	2	-	2.04	43
65.	Seto	Sandstone, shale	2.65 2.70	128-47	-	< 800	0.6 1.0	15-t vibratory roller	4	-	2.12	42.5
66.	Kassa	Dacite	2.52 2.57	119-157	-	< 200	2.0	32-t bulldozers, 35-t tractors	-	-	2.0	41-46
67.	Myojin	Granite	2.65	-	-	< 500	2.0	13.5-t vibratory roller	2	-	1.95	41
68.	Inamura	Shale	2.72 2.99	78	-	< 400	1.2	13.5-t vibratory roller	6	-	2.0	39-42
69.	Futai	Granodiorite	2.69	163-193	-	< 500	1.0	59-t tractor	-	-	2.13 2.03	43-44
70.	Terauchi	Shale	2.65 2.70	100-150	-	< 1500 60% < 200	1.5 Rolling 0.5	Vibratory roller	4	-	2.22	42
71.	Chicoasen	Limestone	2.60	66	Sound	< 1000	Compacted rockfill 0.6 Dumped rockfill 1.0	Bulldozers, 12-t vibratory roller	4	-	2.05	38-39
72.	La Angostura	-	2.64	50	-	-	Compacted 0.6 Dumped 1.0	13-t vibratory roller, bulldozers	-	-	1.87	-
73.	Sidi Mohamed Ben Abdellah	Limestone, quartzite	2.65	-	-	100% < 400 5% < 0.08	0.6	ABG, 13.5-t SAW, ALBARET 6 vibratory rollers	4	-	2.22 2.53	37-42

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
85.	Tarbela	Phyllite, chlorite schiste, calcaire	-	-	-	-	0.30 0.60	Rouleaux vibrants	-	Humidific.	-	-
86.	Mangla	Siwalik, grès, argile indurée	-	-	Altérabilité négligeable	-	0.23 0.60	Rouleaux sur pneus	5-6	0.14 m³/m³	-	-
87.	Simly	Grès	-	-	"	-	0.60	Rouleaux vibrants	-	Humidific.	-	-
88.	Khanpur	Roche (de carrière ou d'excavation)	-	-	"	-	0.60	Rouleaux vibrants	8	Humidific.	-	-
89.	Fortuna	Andésite	-	-	-	100% <760 30% <25	1.0	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.30	-
90.	Aguada Blanca	Andésite, dacite	-	-	-	100 <609 7% <4.76	0.8	Buteur	4	-	-	35
91.	Beliche	Grauwacke sain et altéré, schiste sain	2.78	-	-	3.0% <0.074 8-15% <19.05 30-50% <10-1.6	-	Rouleau vibrant 12 t	4	Humidific.	>2.09	47 57
92.	Gura Apelor	Porphyre, granogneiss, amphibolites, gneiss avec injection de quartz	2.7 2.8	60 141	Élevée	0-1200	Recharge amont 1,5 Recharge aval 1,0	Rouleaux vibrants 11,5-13,5t	6	Lance pression 7,23 bars débit 1 m³/m³	2.15	40
93.	Siriu	Grès, schistes marneux-argileux avec insertions de grès fin	2.6 2.68	102 130	-	0-1200	Recharge amont 1,0 Recharge aval 3,0	Rouleau vibrant 12 t	8	Sable & gravier 0,150 m³/m³ pierre 0,5 m³/m³	1.90 2.10	39
94.	Fintinele	Granite, andésite partiellement désintégrée	2.54 2.74	21 81	-	0-500 0-2000	0.5 1.0 2.0	Rouleau vibrant 11,5 t	4-6	Lance (0,30 mm, pression 7,23 bars débit 1 m³/m³)	1.96 2.05	Granite 37-40 andésite 39-40,5
95.	Charvak	Calcaire	2.65	70 100	-	0-1000	1.5	Rouleaux pneumatiques D-326	6	Humidific.	2.0	38

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
74.	Pukaku	Gravel soil with rounded particles of greywacke	2.66	200	Very resistant	0.1-600	0.9	10-t vibratory roller	6	Moistening	2.18	42
75.	Oddajörn	Granite gneiss	2.6 2.7	Generally high	Generally high	0-1000	2.0	13-t vibratory roller	8	-	2.1	45
76.	Svartevatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	0-1330	2.0	14-t vibratory roller	8	-	2.1	45
77.	Storvatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	Screened 90% < 400 90% < 800	0.8 1.6	13-t vibratory roller	8 8	- -	2.1 2.1	45 45
78.	Førreskard	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	0-750	1.5	13-t vibratory roller	8	-	2.1	45
79.	Sysenvatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	0-1330	2.0	13-t vibratory roller	8	Giant at 4 bars	2.1	45
80.	Øvre Kalvatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	0-1330	2.0	15-t vibratory roller	6	-	2.1	45
81.	Førsvatn	Granite gneiss	2.6	"	"	0-1330	2.0	13-t vibratory roller	6	Partial moistening	2.1	45
82.	Bladalsvatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	Generally resistant	0-1500	3.0	-	-	Moistening	2.1	45
83.	Grimsoen	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	0-1000	1.5	9-t vibratory roller	6	-	2.1	45
84.	Svartevatn	Granite gneiss	2.6 2.7	"	"	-	3.0	5.4-t vibratory roller	4	2 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2.1	45
85.	Tarbela	Phyllite, chlorite schist, limestone	-	-	-	-	0.30 0.60	Vibratory rollers	-	Moistening	-	-
86.	Mangla	Siwalik, sandstone, claystone	-	-	Weathering action negligible	-	0.23 0.60	Rubber-tire rollers	5-6	0.14 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	-	-
87.	Simly	Sandstone	-	-	"	-	0.60	Vibratory rollers	-	Moistening	-	-
88.	Khanpur	Rock (quarried and excavated)	-	-	"	-	0.60	Vibratory rollers	8	Moistening	-	-
89.	Fortuna	Andesite	-	-	-	100% < 760 30% < 25	1.0	10-t vibratory roller	4	-	2.30	-

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
96.	Kolyma	Biotite, granite	2.6	145	Minim 150	18% 0-1000 20%-25% pierre concassée 27%-80% blocs	5-15	Trafic	-	-	1.9	37
97.	Serebrjanskaya HPS-I	Granite	2.67	160	150	0-1000	5-15	Trafic	-	-	1.9	38
98.	Vilyuiskaya	Diabase	2.6 3.0	80	50	0-2000	15-16	Trafic	-	Lance (débit de 1,0-2,5 m³/m³)	1.95	35
99.	Ust-Khantajka	Dolérite	-	180 200	-	-	2-6	Rouleaux vibrants et pneumatiques	-	-	-	-
100.	Khao-Laem	Calcaire	-	190	-	AM: 100% <900 AV: 100% <1500	1.0 2.0	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.10	40
101.	New Melones Zone (2)	Roches métavolcaniques, méta-grès, diorite and métabasite (légèrement altérées à saines, dures, anguleuses et en blocs)	2.70 3.09	-	-	90% = 60-130 50% = 15-45 10% = 0.3-5	0.30	Rouleau vibrant 10 t	4	2.3%	2.36	38
	Zone (3)		2.73 3.06	-	-	90% = 290-450 50% = 140-270 10% = 25-110	0.61	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.08	38
	Zone (4)		2.69 3.10	-	-	90% = 270-500 50% = 50-160 10% = 1.75-20	0.61	Rouleau vibrant 10 t	4	-	2.40	38
102.	Cougar	Basalte	2.62	105-210	-	100% <914	0.91	Rouleau vibrant 5 t	2	Aucun	1.82	37
			2.62	105-210	-	100% <407	0.61	Rouleau vibrant 10 t	4	Aucun	1.82	37

(continued)

St. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
90.	Aguada Blanca	Andesite, dacite	-	-	-	100% < 609 7% < 4.76	0.8	Dozer	4	-	-	35
91.	Beliche	Sound and weathered greywacke, sound schist	2.78	-	-	3.0% < 0.074 8-15% < 19.05 30-50% < 101.6	-	12-t vibratory roller	4	Moistening	> 2.09	47 57
92.	Gura Apelor	Prophyry, granogneiss, amphibolites, gneiss with quartz injection	2.7 2.8	60 141	High	0-1200	Up-stream shell 1.5 Down-stream shell 1.0	11.5-13.5-t vibratory rollers	6	Giant (pressure 7.23; bar flow rate 1 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	2.15	40
93.	Siriu	Sandstone, marly clayey schists with fine sandstone insertions	2.6 2.68	102 130	-	0-1200	Up-stream shell 1.0 Down-stream shell 3.0	12-t vibratory roller	8	Sand gravel, 0.150 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> Rockfill, 0.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.90 2.10	39
94.	Fintinele	Granite, andesite partially disintegrated	2.54 2.74	21 81	-	0-500 0-2000	0.5 1.0 2.0	11.5-t vibratory roller	4-6	Giant (0.30 mm pressure 7.23 bar; flow rate 1 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	1.96 2.05	Granite 37-40 andesite 39-40.5
95.	Charvak	Limestone	2.65	70 100	-	0-1000	1.5	D-326 pneumatic rollers	6	moistening	2.0	38
96.	Kolyma	Biotite, granite	2.6	145	Not less than 150	18% 0-1000 gross 20%-25% crushed stone 27%-80% boulders	5-15	Traffic	-	-	1.9	37
97.	Serebrjanskaya IIPS-1	Granite	2.67	160	150	0-1000	5-15	Traffic	-	-	1.9	38
98.	Vilyuiskaya	Diabase	2.6 3.0	80	50	0-2000	15-16	Traffic	-	Giant (flow rate 1.0-2.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	1.95	35

(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Massé volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
103.	Bath County, barrage supérieur	Grès, calcaire non altérés	2.56	-	-	0-800	0.75	Rouleau vibrant 10 t	4	None	2.16	45
104.	Carters Barr. princ.	Quartzite dure, massive avec 30 % argilite ou phyllite	2.79	91-190	-	90% cailloux 8% sable 2% fines	0.91	Rouleau vibrant 10-15-t	4	<1%	2.24	39.5
105.	Mud Mountain	Andésite	-	-	-	15% - 25% 1.36-4.53 t 25% - 35% 0.45-1.36 t 45% - 55% 0.45 t	1.22	-	-	1.5 m³/m³	1.92	40
106.	Summersville	Haut: grès noduleux mi-dur à dur, micacé fin à moyen	-	51	-	-	0.30	Rouleau sur pneus 50-t	4	Aucun	-	38
		Bas: grès noduleux	-	111	-	-	0.61	Rouleau sur pneus 50-t	2	Aucun	-	38
107.	Lost Creek	Basalte	2.62	105-210	-	-	0.61	Rouleau vibrant 20 t	4	Aucun	1.98	45
108.	R.D. Bailey	Grès micacé à grains moyens	2.66 2.68	98	-	90%=45 50%=28 10%=0.6	0.30 and 0.61	Rouleau vibrant 10 t	6	Aucun	1.80	33
		Schiste, grains fins, lité, fissile	2.70 2.77	-	-	90%=45 50%=28 10%=2	0.30	Rouleau pieds de mouton 5950-kg/m	2	Aucun	1.87	31 33
109.	Jennings Randolph (Bloomington)	Zone roche tout-venant non traitée: schiste et pélite tendre	-	-	-	90%=40-100 50%=8-40 10%=0.05	0.61	Rouleau sur pneus 50-t	4	Selon les besoins	2.05	33
		Zone roche choisie non traitée: grès, pélite dure	2.70	-	-	90%=150-170 50%=40-60 10%=0.4-5	0.61	Rouleau sur pneus 50 t	4	Selon les besoins	2.13	35
		Zone roche traitée: < 75 mm, grès, pélite, schiste	2.70	-	-	90%=35-55 50%=7-10 10%=0.4	0.30	Rouleau sur pneus 50 t	4	±2% optimum	2.17	34

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
99.	Ust-Khantajka	Dolerite	-	180 200	-	-	2-6	Vibratory and pneumatic rollers	-	-	-	-
							3-15	Traffic	-	Giant	1.80	-
100.	Khao-Laem	Limestone	-	190	-	U.S.: 100 < 900 D.S.: 100% < 1500	1.0 2.0	10-t vibratory roller	4	-	2.10	40
101.	New Melones Zone (2)	Metavolcanics, metasediments, diorite and metabasite (slightly weathered to fresh, hard angular and blocky)	2.70 3.09	-	-	90% = 60-130 50% = 15-45 10% = 0.3-5	0.30	10-t vibratory roller	4	2.3%	2.36	38
	Zone (3)		2.73 3.06	-	-	90% = 290-450 50% = 140-270 10% = 25-110	0.61	10-t vibratory roller	4	-	2.08	38
	Zone (4)		2.69 3.10	-	-	90% = 270-500 50% = 50-160 10% = 1.75-20	0.61	10-t vibratory roller	4	-	2.40	38
102.	Cougar	Basalt	2.62	105-210	-	100% < 914	0.91	5-t vibratory roller	2	None	1.82	37
			2.62	105-210	-	100% < 407	0.61	10-t vibratory roller	4	None	1.82	37
103.	Bath County Upper Dam	Unweathered sandstone, limestone	2.56	-	-	0-800	0.75	10-t vibratory roller	4	None	2.16	45
104.	Carters Main Dam	Hard massive quartzite with 30% argillite or phyllite	2.79	91-190	-	90% cobble 8% sand 2% fines	0.91	10-15-t vibratory roller	4	< 1%	2.24	39.5
105.	Mud Mountain	Andesite	-	-	-	15%-25% 1.36-4.53 t 25%-35% 0.45-1.36 t 45%-55% 0.45 t	1.22	-	-	1.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	1.92	40



(suite)

N°	Barrage	Propriétés des matériaux					Mise en place et compactage				Caractéristiques de l'enrochement	
		Caractérist. géologiques & minéralogiques	Densité	Résist. à la compression (MPa)	Résistance au gel	Granulométrie (mm)	Épais. de couche (m)	Mode de compactage	Nombre de passes	Arrosage	Masse volumique à sec (t/m³)	Angle de frottement interne (degrés)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		Zone de transition : < 75 mm, schiste, pélite tendre	-	-	-	90% = 30-60 50% = 3.75-17 10% = < 0.65	0.10	Rouleaux à grille 3,5 t-7,5 t Rouleau sur pneus 50 t	4 2	±2% optimum	2.06	34
		Zone amont roche choisie : grès, pélite dure	2.70	-	-	90% = 160 50% = 115 10% = 50	0.61	Rouleau sur pneus 50 t	4	Selon les besoins	2.08	38
110.	Applegate	Cailloux et blocs alluviaux. Méta-grès	-	-	-	25.4-762	0.76	Rouleau vibrant 10 t	4	Aucun	2.03	39
111.	Raccoon Mountain	-	2.2 2.7	-	-	< 300 < 450 < 600	0.46 0.61 0.91	Rouleau vibrant 11,5 t	3	Aucun	2.2 - -	- - -
112.	Tims Ford	-	-	-	-	0-600	0.91 0.61	Rouleau vibrant 13 t	2	Aucun	1.92	35
113.	Raul Leoni	Granite gneiss	-	-	-	0-1300	1.5	Rouleau vibrant 12 t	4	Aucun	2.0	40
			2.7	-	-	< 600	0.6 0.75	Rouleau vibrant 19 t	8	Humidific.	-	41.5

(continued)

Sl. No.	Dam	Rock properties					Filling and compaction procedures				Characteristics of placed rockfill	
		Geological and mineralogical characteristics	Specific gravity	Compressive strength (MPa)	Frost resistance	Grain-size distribution (mm)	Lift thickness (m)	Compaction procedure	Number of passes	Sluicing	Dry density (t/m <sup>3</sup> )	Angle of internal friction (degrees)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
106.	Summersville	Upper: medium hard to hard nutal sandstone, fine to medium-grained micaceous	-	51	-	-	0.30	50-t rubber-tire roller	4	None	-	38
		Lower: nutal sandstone	-	111	-	-	0.61	50-t rubber-tire roller	2	None	-	38
107.	Lost Creek	Basalt	2.62	105-210	-	< 300	0.61	20-t vibratory roller	4	None	1.98	45
108.	R.D. Bailey	Sandstone, medium-grained micaceous	2.66 2.68	98	-	90% = 45 50% = 28 10% = 0.6	0.30 0.61	10-t vibratory roller	6	None	1.80	33
		Shale, fine-grained, bedded fissile	2.70 2.77	-	-	90% = 45 50% = 28 10% = 2	0.30	5950-kg/m tamping roller	2	None	1.87	31 33
09.	Jennings Randolph (Blooming-ton)	Unprocessed random rock zone: shale & soft siltstone	-	-	-	90% = 40-100 50% = 8-40 10% = 0.05	0.61	50-t rubber-tire roller	4	As needed	2.05	33
		Unprocessed select rock zone: sandstone, hard siltstone	2.70	-	-	90% = 150-170 50% = 40-60 10% = 0.4-5	0.61	50-t rubber-tire roller	4	As needed	2.13	35
		Processed rock zone: < 75mm sandstone, siltstone, shale	2.70	-	-	90% = 35-55 50% = 7-10 10% = 0.4	0.30	50-t rubber-tire roller	4	±2% optimum	2.17	34
		Transition zone: < 75mm shale, soft siltstone	-	-	-	90% = 30-60 50% = 3.75-17 10% = < 0.65	0.10	3.5-7.5-t grid rollers 50-t rubber-tire roller	4 2	±2% optimum	2.06	34
110.	Applegate	Alluvial cobbles and boulders, Meta sandstones	-	-	-	25.4-762 6.3-762	0.76 0.76	10-t vibratory roller	4	None	2.03 2.20	39 37
		-	2.2 2.7	-	-	< 300 < 450 < 600	0.46 0.61 0.91	11.5-t vibratory roller	3	None	2.2 -	- -
112.	Tims Ford	-	-	-	-	0-600	0.91 0.61	13-t vibratory roller	2	None	1.92	35
113.	Raul Leoni	Granite gneiss	-	-	-	0-1300	1.5	12-t vibratory roller	4	None	2.0	40



APPENDIX II/ANNEXE II  
FIGURES 1 TO 13/FIGURES 1 A 13

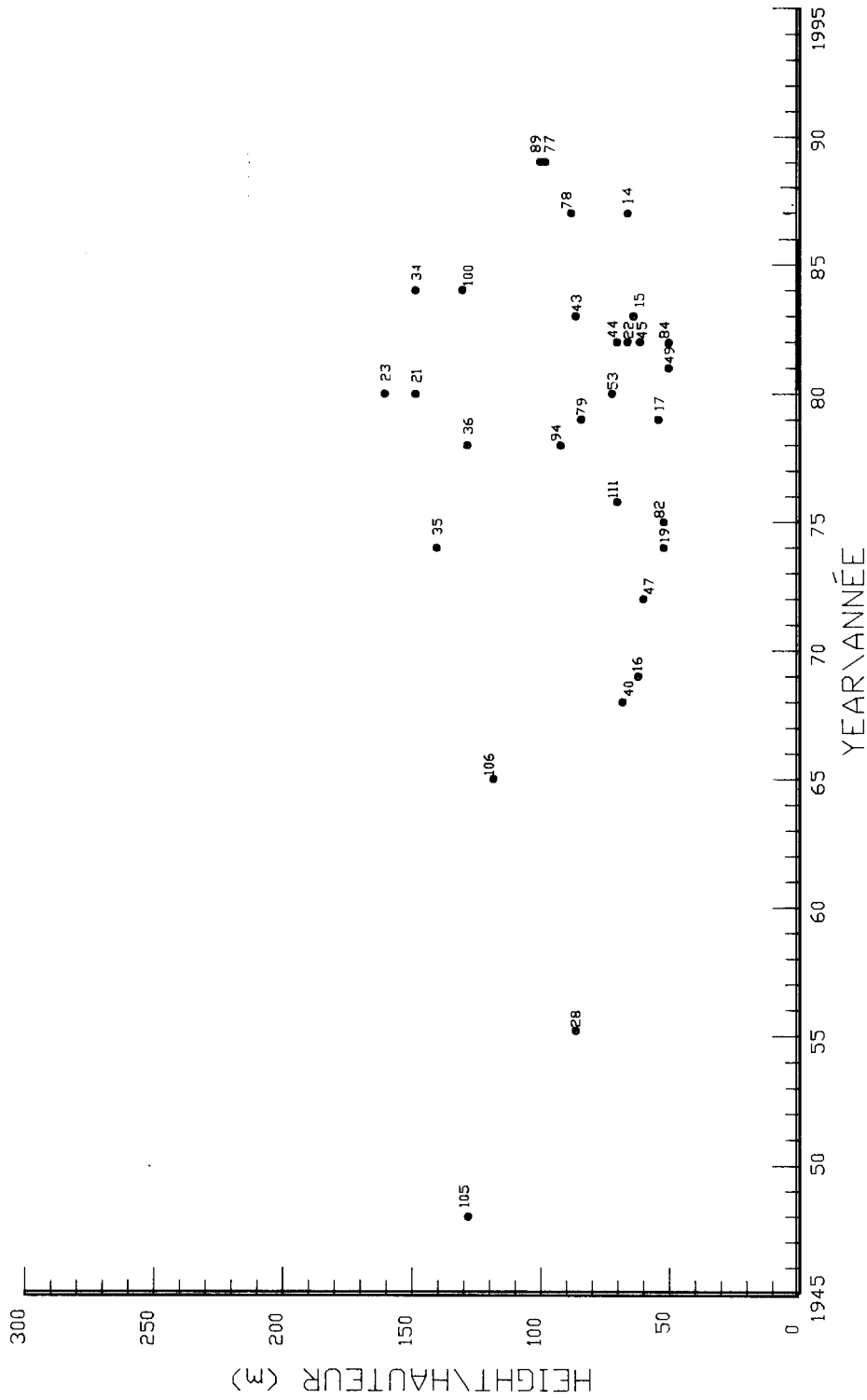


Fig. 1

Rockfill dams with internal earth core : height vs year of construction  
 (Number of the dam as per Table A).  
*Barrages en entrochement à noyau en terre : hauteur et année de construction*  
 (Numéro du barrage dans le Tableau A).

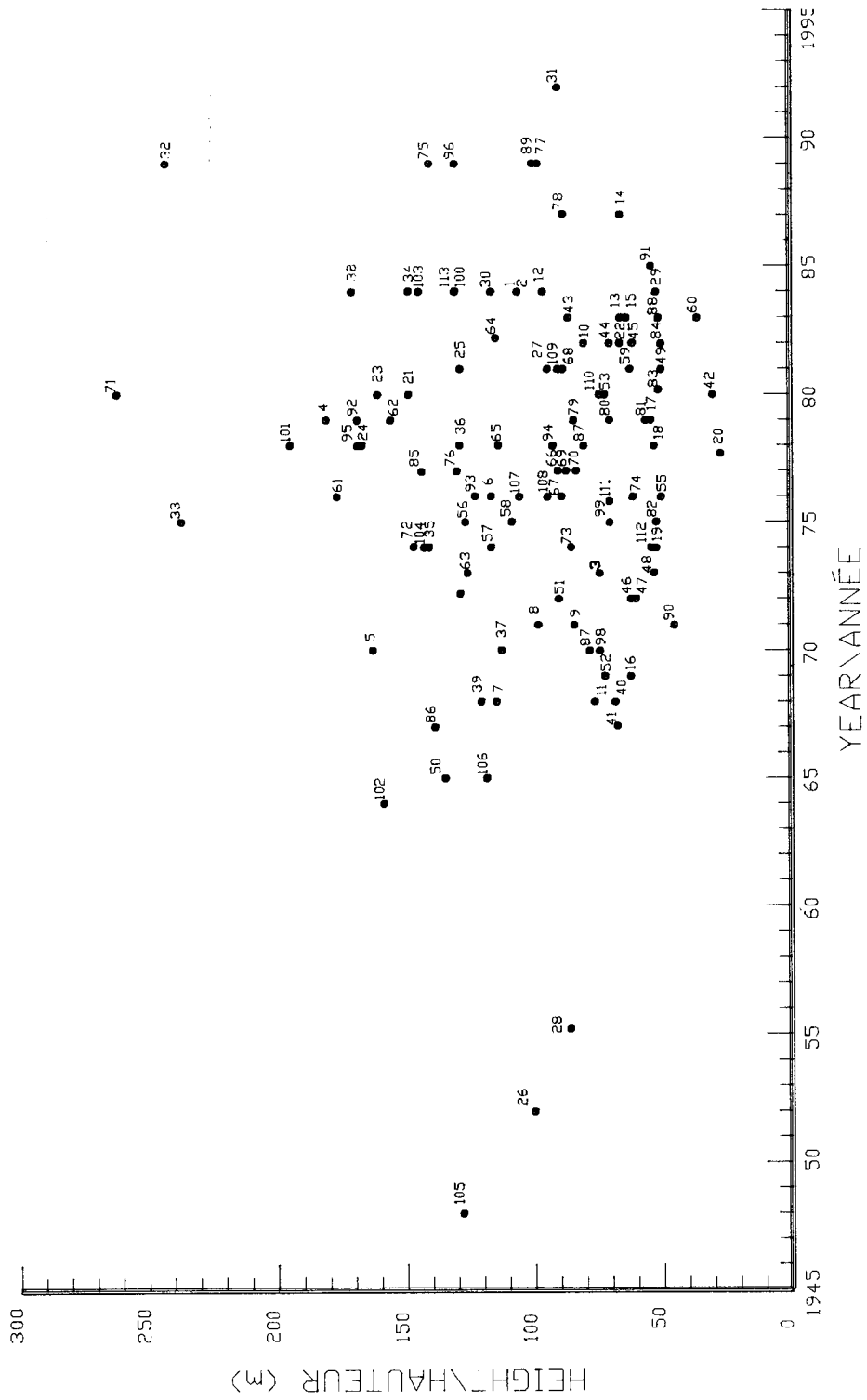


Fig. 2

Rockfill dams with reinforced-concrete and bituminous-concrete diaphragm and facing :  
height vs year of construction.

*Barrages en enrochement à écran interne ou masque d'étanchéité en béton armé  
ou en béton bitumineux : hauteur et année de construction.*

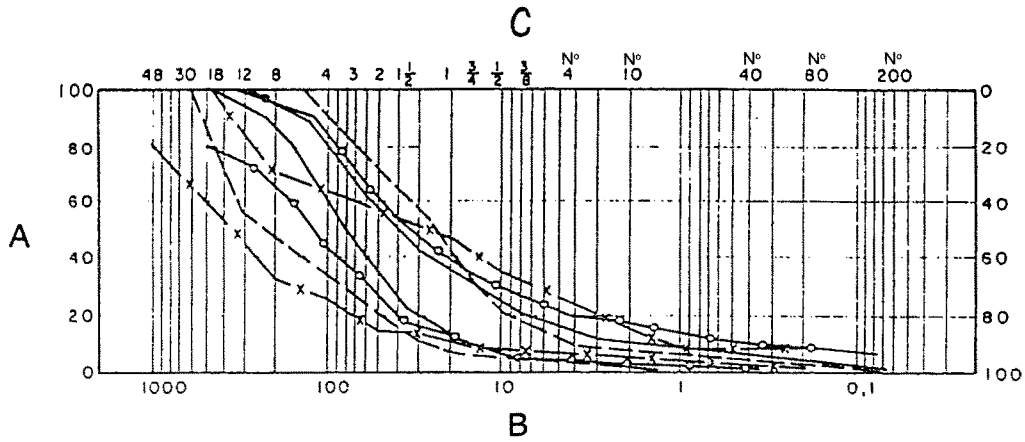


Fig. 3

Examples of rockfill grading.

*Exemples de granulométrie d'enrochement.*

A) % finer (by weight).

B) Grain size (mm).

C) Grain size (in)

US standard sieve numbers

———— Cougar Dam.

—○—○— Carters Dam.

----- Charvak Dam.

—x—x— Gepatsch Dam.

A) % d'éléments passant (en masse).

B) Dimension des éléments (mm).

C) Dimension des éléments (pouces)

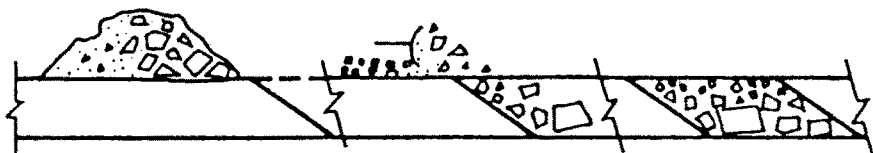
N<sup>os</sup> tamis US normalisés

———— Barrage Cougar.

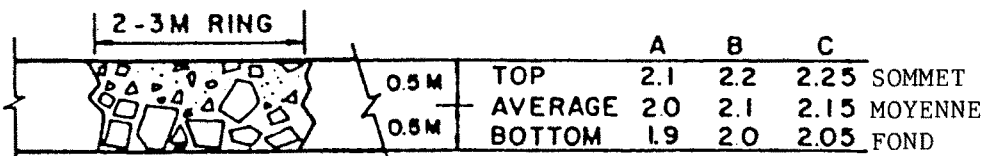
—○—○— Barrage Carters.

----- Barrage Charvak.

—x—x— Barrage Gepatsch.



Placing compacted rockfill/Mise en place et compactage



TEST PIT/TROUS D'ESSAI

DENSITY/MASSE VOLUMIQUE

Fig. 4

Compacted rockfill.

*Enrochement compacté.*

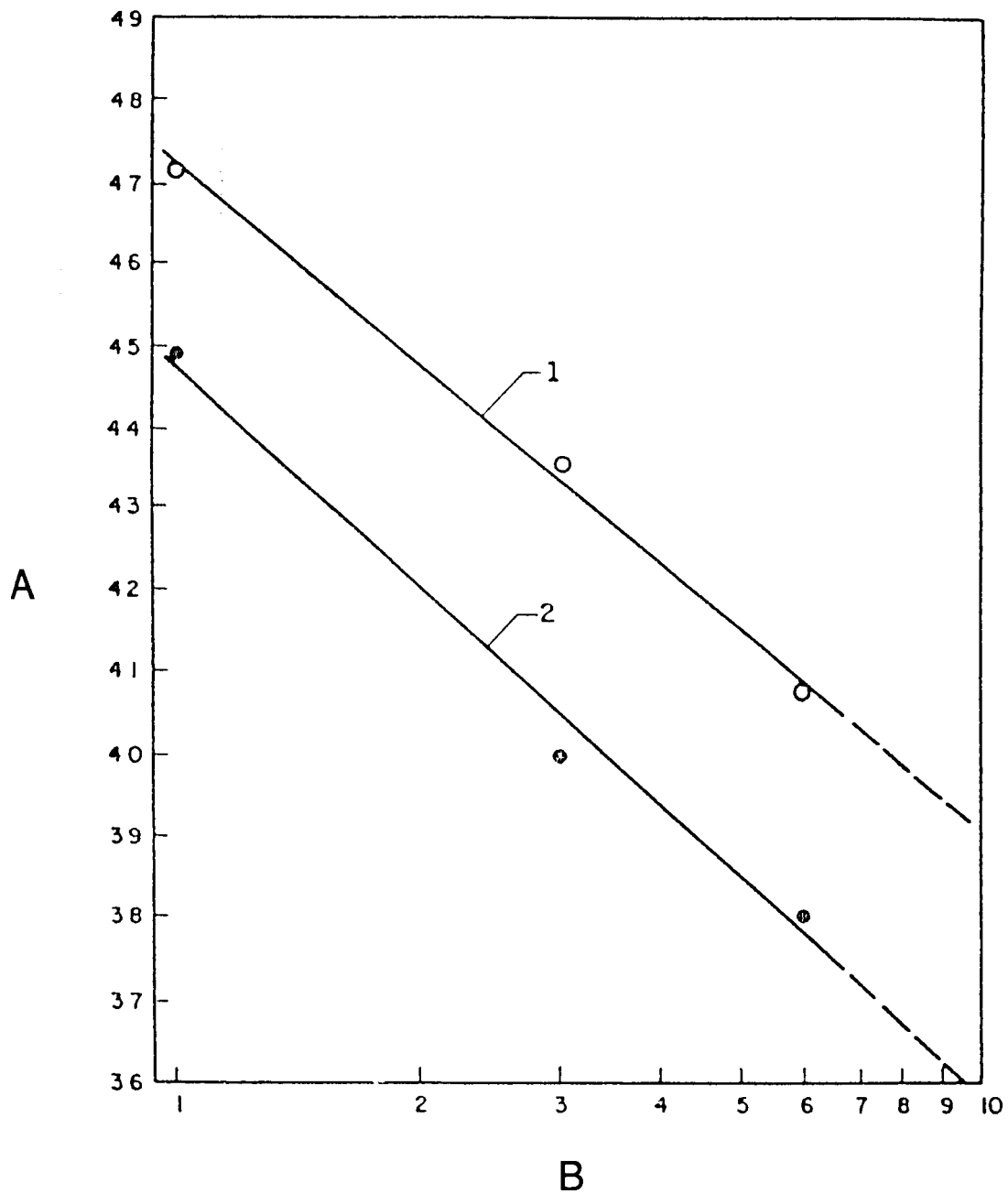


Fig. 5

Angle of internal friction vs confining pressure

Dry (1) and wet (2) materials Pyramid Dam-Sieve No. 16 to No. 8 (Nobari and Duncan, 1972).

*Angle de frottement interne et pression de confinement.*

*Matériaux : (1) secs (2) humides du barrage Pyramid - Tamis n° 16 à 8 (Nobari et Duncan, 1972).*

A) Angle of internal friction,  $\theta$  (degrees).

A) *Angle de frottement interne,  $\theta$  (degrés).*

B) Confining pressure,  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>).

B) *Pression de confinement,  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>).*



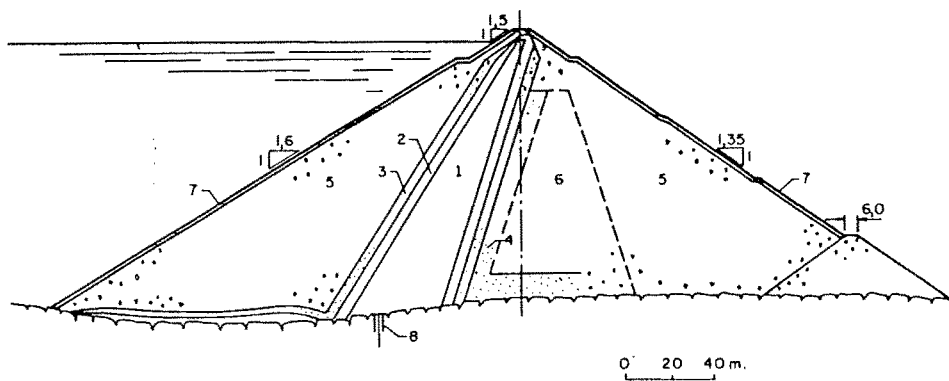


Fig. 6

Oddatjorn Dam.

*Barrage d'Oddatjorn.*

- 1) Moraine.
- 2) Sieved gravel.
- 3) Gravel.
- 4) Sieved gravel.
- 5) Quarried rock.
- 6) Tunnel spoil.
- 7) Quarried rock.
- 8) Grout curtain.

- 1) Moraine.
- 2) Gravier tamisé.
- 3) Gravier.
- 4) Gravier tamisé.
- 5) Roche de carrière.
- 6) Déblais de galerie.
- 7) Roche de carrière.
- 8) Rideau d'injection.

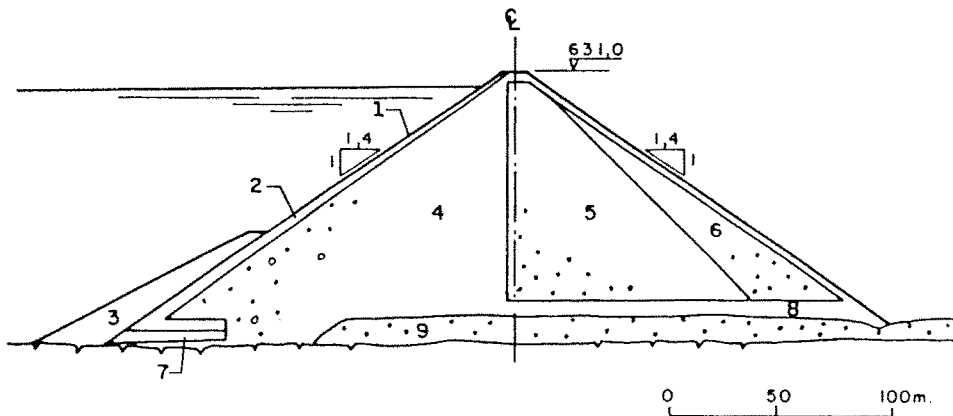


Fig. 7

Alto Anchicaya Dam.

*Barrage d'Alto Anchicaya.*

- 1) Reinforced concrete face.
- 2) Transition.
- 3) Impervious material.
- 4) Rockfill minus 600 mm.
- 5) Rockfill minus 600 mm.
- 6) Oversize rockfill.
- 7) Filter of gravel and sand.
- 8) Gravel and sand.
- 9) Alluvium.

- 1) Masque en béton armé.
- 2) Zone de transition.
- 3) Matériau imperméable.
- 4) Enrochement < 600 mm.
- 5) Enrochement < 600 mm.
- 6) Enrochement hors limites.
- 7) Filtre de sable et gravier.
- 8) Sable et gravier.
- 9) Alluvions.

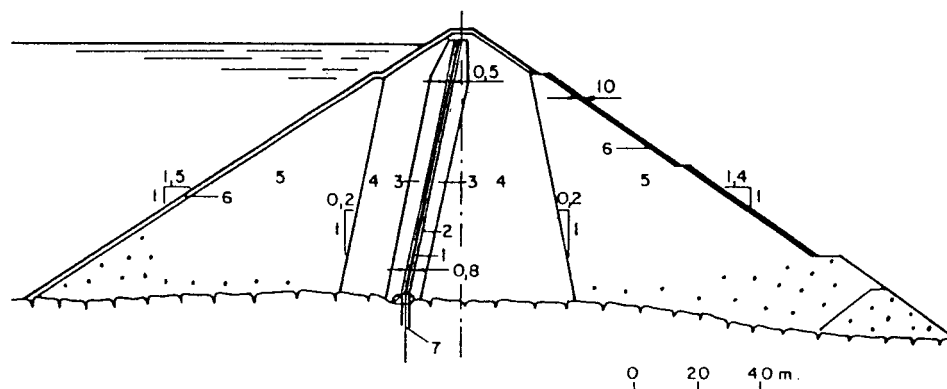
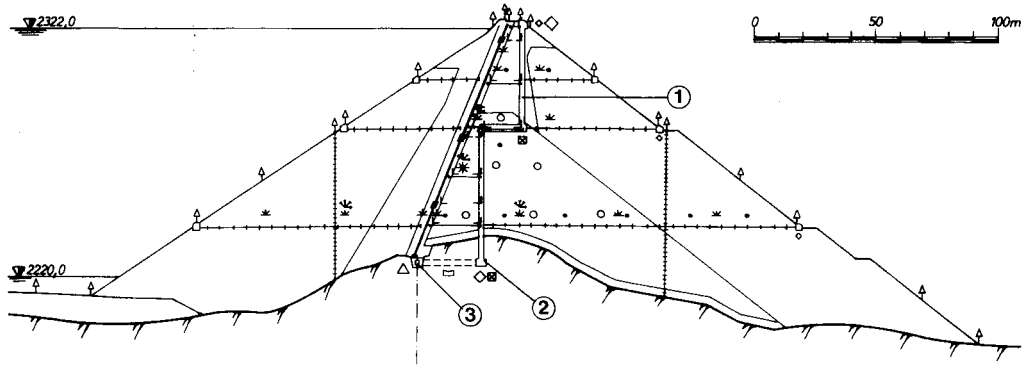


Fig. 8

Storvatn Dam.

Barrage de Storvatn.

- |  |  |
|--|--|
| 1) Bituminous concrete (crushed 0-16 mm aggregate, 200 mm lift, hot mix, < 3 % voids). | 1) Béton bitumineux (granulats concassés de 0 à 16 mm, couche de 200 mm, enrobés à chaud, vide < 3 %). |
| 2) Crushed rock 0-40 mm.   | 2) Roche concassée 0 à 40 mm.  |
| 3) Well-graded rock $d_{90} < 200$ mm.   | 3) Roche de granulométrie continue, $d_{90} < 200$ mm.   |
| 4) Well-graded rock $d_{90} < 400$ mm.   | 4) Roche de granulométrie continue, $d_{90} < 400$ mm.   |
| 5) Well-graded rock $d_{90} < 800$ mm.   | 5) Roche de granulométrie continue, $d_{90} < 800$ mm.   |
| 6) Selected large stones, at least 90 % > 500 mm, $d_{max} < 1\ 500$ mm.               | 6) Grosses pierres sélectionnées, au moins 90 % > 500 mm, $d_{max} < 1\ 500$ mm.                       |
| 7) Grout curtain.  | 7) Rideau d'injection.   |



- ① ..... Accessible plumb- line shaft                      Puits de fil à plomb accessible  
 ② ..... Central measuring chamber                      Chambre centrale de mesure  
 ③ ..... Control and grouting gallery                      Galerie de contrôle et d'injection

Symbol Symbole	Monitoring equipment	Appareils d'auscultation	Number Nombre
↑	Bench marks	Repères	110
⋈	Vertical gauges	Dispositifs verticaux de mesure des déplacements	7
+++++	Horizontal gauges	Tassomètres horizontaux	8
— —	Extensometers	Extensomètres	13
↘↙	Sets of strain meters	Cocarde de déformamètres	4x4
L J	Fluid level settlement devices	Tassomètres hydrauliques	9
⊠	Plumblines	Fils à plomb	2
⚡	Measuring devices for control of thickness variations of core membrane	Appareils mesurant les variations d'épaisseur du noyau	3
⊥ *	Earth pressure meters	Cellules de pression	110
○	Pore pressure meters	Capsules de pression interstitielle	12
*	Resistance thermometers	Thermomètres à résistance	9
◇	Peak recording accelerographs	Accélérographes enregistreurs de pointes	3
◇	Strong motion accelerographs	Accélérographes, mouvements de grande amplitude	2
△	Piezometer tube in borehole	Prise de sous- pression dans un forage	13
⊞	Recording of seepage water losses	Enregistrement des fuites par infiltrations	3

Fig. 9  
 Finstertal Dam : Monitoring system.  
 Barrage de Finstertal : Dispositif d'auscultation.

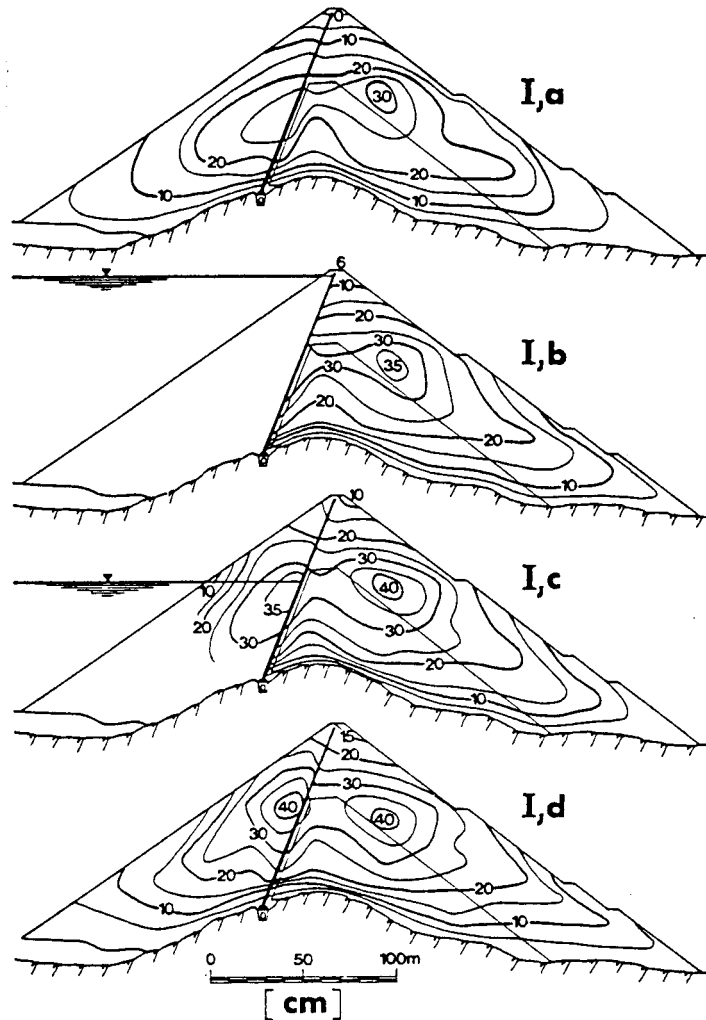


Fig. 10

Finstertal Dam : (I) Settlements of central section  
(H. Schwab and W. Pircher, 1985).

*Barrage de Finstertal : (I) Tassements dans la coupe transversale centrale  
(H. Schwab et W. Pircher, 1985).*

- |  |  |
|--|--|
| a) End of construction, 1980.                    | a) <i>Fin des travaux, 1980.</i>   |
| b) First impounding to max. storage level, 1981. | b) <i>Première mise en eau jusqu'au niveau maximal de retenue, 1981.</i> |
| c) Partial drawdown, 1983.                       | c) <i>Vidange partielle, 1983.</i>                                       |
| d) First complete drawdown, 1984.                | d) <i>Première vidange totale, 1984.</i>                                 |

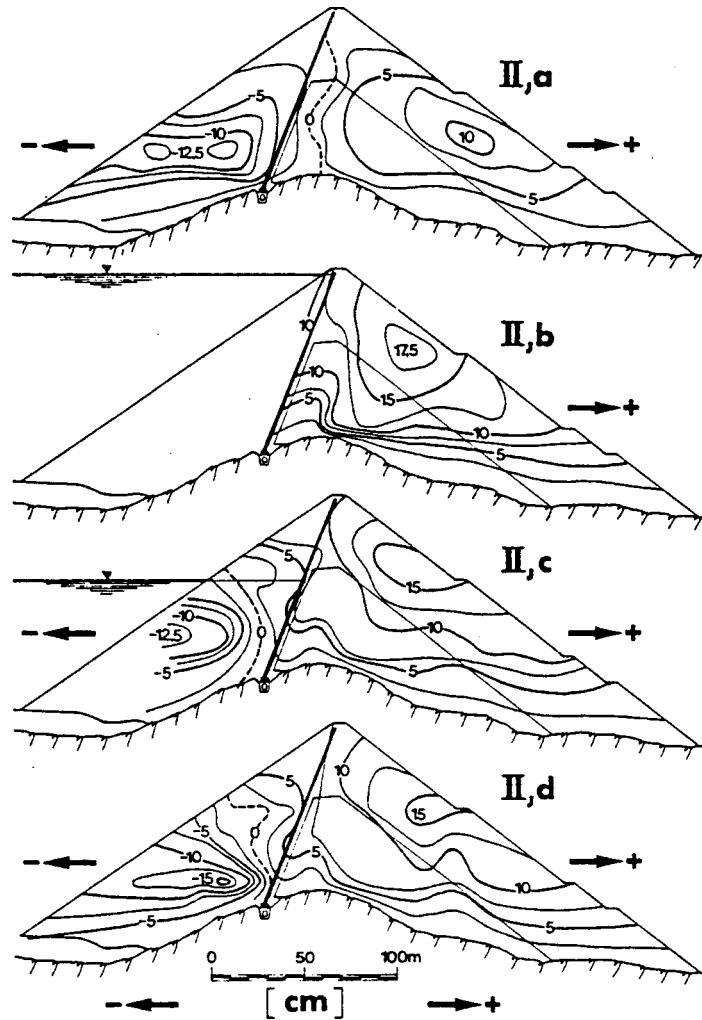


Fig. 11

Finstertal Dam : (II) Radial horizontal displacements of central section  
(H. Schwab and W. Pircher, 1985).

*Barrage de Finstertal : (II) Déplacements radiaux horizontaux dans la coupe transversale centrale  
(H. Schwab et W. Pircher, 1985).*

- |  |   |
|--|---|
| a) End of construction, 1980.                    | a) Fin des travaux, 1980.   |
| b) First impounding to max. storage level, 1981. | b) Première mise en eau jusqu'au niveau maximal de retenue, 1981. |
| c) Partial drawdown, 1983.                       | c) Vidange partielle, 1983.                                       |
| d) First complete drawdown, 1984.                | d) Première vidange totale, 1984.                                 |

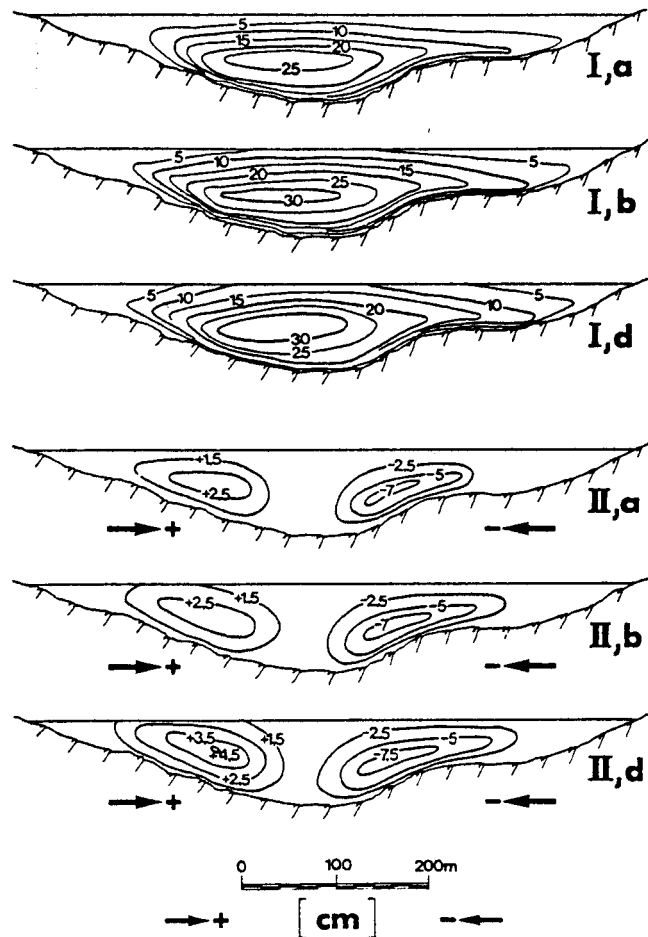


Fig. 12

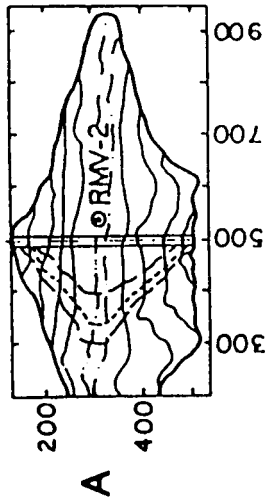
Finstertal Dam - Deformations along longitudinal section  
(H. Schwab and W. Pircher, 1985).

*Barrage de Finstertal - Déformations dans le profil longitudinal*  
(H. Schwab et W. Pircher, 1985).

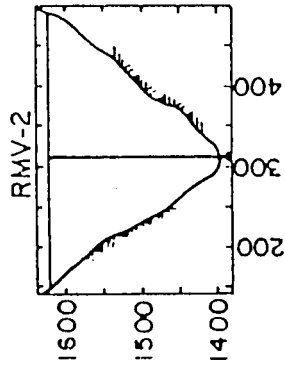
- I Settlements.  
II Tangential horizontal displacements.  
a) End of construction, 1980.  
b) First impounding to max. storage level, 1981.  
d) First complete drawdown, 1984.

- I Tassements.  
II Déplacements tangentiels horizontaux.  
a) Fin des travaux, 1980.  
b) Première mise en eau jusqu'au niveau maximal de retenue, 1981.  
d) Première vidange totale, 1984.

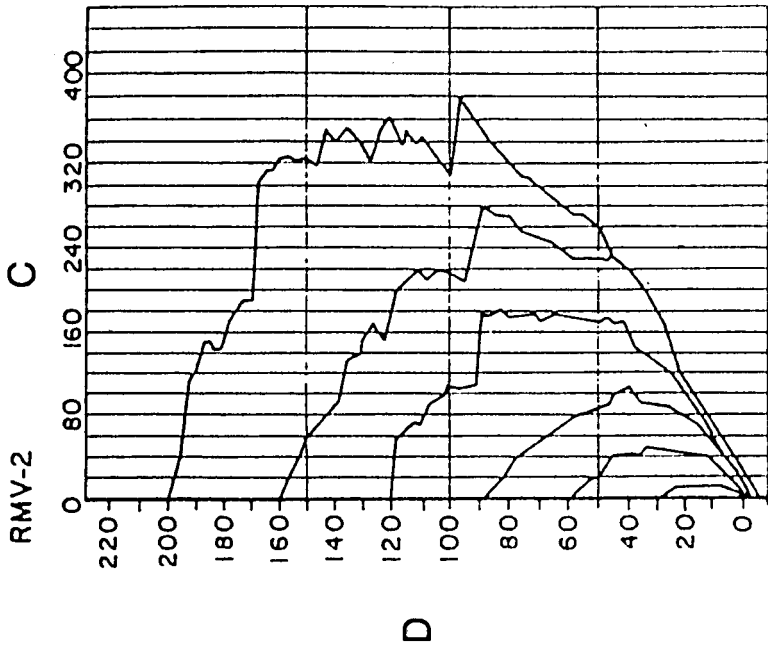
PLAN VIEW/VUE EN PLAN



A



B



D

SECTION/COUPE 535

Fig. 13

Settlements in Guavio Dam.

Tassements dans le barrage de Guavio.

A) Plan view - Vertical line RMV-2.

B) Section 535 - Vertical line RMV-2.

C) Settlements (cm).

D) Height (m).

A) Vue en plan - Ligne verticale RMV-2.

B) Coupe transversale 535 - Ligne verticale RMV-2.

C) Tassements (cm).

D) Hauteur (m).

Imprimerie de Montligeon  
61400 La Chapelle Montligeon  
Dépôt légal : juin 1993  
N° 16471  
ISSN 0534-8293  
Couverture : Olivier Magna



***Copyright © ICOLD - CIGB***

*Archives informatisées*  *Computerized Archives*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :  
André Bergeret - 2004*



---

**International Commission on Large Dams –  
Commission Internationale des Grands Barrages  
151 Bd Haussmann -PARIS –75008**