

# ROCKFILL DAMS WITH CONCRETE FACING.

*State of the art.*

# BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE EN BÉTON.

*Technique actuelle.*

**Bulletin 70**



**1989**

This Bulletin has been prepared by Jorge E. Hacelas  
and Alberto Marulanda (Colombia) on behalf  
of the Colombian Committee on Large Dams  
for the Committee on Materials for Fill Dams

*Ce Bulletin a été préparé par Jorge E. Hacelas  
et Alberto Marulanda (Colombie) au nom  
du Comité Colombien des Grands Barrages  
pour le Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai*

# **ROCKFILL DAMS WITH CONCRETE FACING.**

---

*State of the art.*

# **BARRAGES EN ENROCHEMENT A MASQUE EN BÉTON.**

---

*Technique actuelle .*

**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 (\*)  
(1983-1989)

Chairman/Président France	J. N. PLICHON
Members/Membres	
Austria/Autriche	H. GRASSINGER
Canada	G. S. LAROCQUE
Colombia/Colombie	A. MARULANDA
Czechoslovakia/Tchécoslovaquie	P. KLABENA
Egypt/Égypte	W. K. SHENOUDA
Finland/Finlande	A. LESKELA
Germany (FRG)/Allemagne (RFA)	H. STEFFEN
Great Britain/Grande-Bretagne	J. A. CHARLES
India/Inde	C. SUDHINDRA
Italy/Italie	R. JAPPELLI
Netherlands/Pays-Bas	J. WOESTENENK
Portugal	F. A. GUEDES DE MELLO
South Africa/Afrique du Sud	G. W. DONALDSON
USA/États-Unis	D. E. BOWES
USSR/URSS	I. S. MOISEEV
Co-opted Member/Membre coopté	J. H. GALLOWAY (N.Z.)

(\*) Membership in March 1989.  
Composition en mars 1989.

---

## SOMMAIRE

---

PRÉFACE

1. INTRODUCTION

2. LA CONCEPTION CLASSIQUE  
ET SON ÉVOLUTION

3. CARACTÉRISTIQUES DE LA  
CONCEPTION ACTUELLE

4. RÉFÉRENCES

ANNEXE A - Tableaux

ANNEXE B - Photos

---

## CONTENTS

---

PREFACE

1. INTRODUCTION

2. TRADITIONAL DESIGN AND  
ITS EVOLUTION

3. PRESENT DESIGN FEATURES

4. REFERENCES

APPENDIX A - Tables

APPENDIX B - Photographs

---

## TABLE DES MATIÈRES

---

1. INTRODUCTION .....	10
2. LA CONCEPTION CLASSIQUE ET SON ÉVOLUTION .....	16
3. CARACTÉRISTIQUES DE LA CONCEPTION ACTUELLE .....	26
3.1. Corps du barrage .....	26
3.1.1. Enrochement .....	26
3.1.2. Zone d'appui du masque .....	32
3.2. Masque en béton .....	40
3.2.1. Dalles du masque .....	40
3.2.2. Armatures du socle et du masque .....	42
3.2.3. Joints .....	44
3.2.4. Béton .....	52
3.2.5. Dimensions et stabilité du socle de pied .....	56
3.2.6. Parapet et cambrure .....	58
3.3. Traitement des fondations .....	58
3.3.1. Traitement de la fondation du socle .....	58
3.3.2. Traitement de la fondation du remblai .....	64
3.3.3. Injections .....	66
3.4. Résistance sismique .....	68
3.5. Auscultation .....	70
4. RÉFÉRENCES .....	90
ANNEXE A - Tableaux .....	97
ANNEXE B - Photos .....	111

---

## TABLE OF CONTENTS

---

1. INTRODUCTION .....	11
2. TRADITIONAL DESIGN AND ITS EVOLUTION .....	17
3. PRESENT DESIGN FEATURES .....	27
3.1. Embankment Design .....	27
3.1.1. Rockfill .....	27
3.1.2. Face Slab Supporting Zone .....	33
3.2. Concrete Face .....	41
3.2.1. Face Slab .....	41
3.2.2. Toe Slab and Face Reinforcement .....	43
3.2.3. Joints .....	45
3.2.4. Concrete .....	53
3.2.5. Dimensions and Stability of the Toe Slab .....	57
3.2.6. Parapet Wall and Camber .....	59
3.3. Foundation Treatment .....	59
3.3.1. Toe Slab Foundation Treatment .....	59
3.3.2. Embankment Foundation Treatment .....	65
3.3.3. Grouting .....	67
3.4. Seismic Resistance .....	69
3.5. Instrumentation .....	71
4. REFERENCES .....	90
ANNEXE A - Tableaux .....	97
ANNEXE B - Photos .....	111



---

## LISTE DES FIGURES

---

- Fig. 1 — Barrages en enrochement - Évolution des types et des hauteurs.
- Fig. 2 — Caractéristiques de la conception classique.
- Fig. 3 — Caractéristiques de la conception moderne.
- Fig. 4 — Sous-couche des dalles du masque : tendance générale et granulométrie optimale actuelle.
- Fig. 5 — Barrage de Salvajina - Joint périmétral et joint vertical du masque.
- Fig. 6 — Détails de la crête.
- Fig. 7 — Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur du rocher peu convenable.
- Fig. 8 — Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur sol résiduel -  
Vue en plan et coupe A-A.
- Fig. 9 - Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur sol résiduel - Coupe B-B.
- Fig. 10 — Barrage de Winneke - Détails du socle de pied.

---

## LIST OF FIGURES

---

- Fig. 1 — Trends in type and height of rockfill dams.
- Fig. 2 — Features of traditional design.
- Fig. 3 — Features of modern design.
- Fig. 4 — Face slab supporting : general trend and present optimum grading.
- Fig. 5 — Salvajina perimeter and face slab vertical joints.
- Fig. 6 — Crest details.
- Fig. 7 — Salvajina toe slab founded on less competent rock.
- Fig. 8 — Salvajina toe slab founded on residual soil -  
Plan and section A-A.
- Fig. 9 — Salvajina toe slab founded on residual soil - Section B-B.
- Fig. 10 — Winneke toe slab details.

---

## PRÉFACE

---

La technique des barrages en enrochement à masque en béton est très ancienne et a été déjà très largement utilisée. Pourtant, dans le passé, elle a été à l'origine de nombreux incidents. Ceux-ci provenaient essentiellement des difficultés d'adaptation du masque aux tassements du massif d'enrochements.

Des progrès considérables ont été réalisés depuis une vingtaine d'années, grâce au compactage systématique des enrochements qui a beaucoup diminué l'importance des tassements.

Des barrages de grande hauteur ont alors pu être réalisés. Ce type d'ouvrage, dont la construction est souvent simple et économique, se comporte de façon très satisfaisante; il semble, en outre, qu'il puisse facilement résister aux sollicitations causées par les séismes.

Plusieurs ouvrages de très grande hauteur ayant été réalisés en Colombie, le Comité Colombien a bien voulu profiter de son expérience pour rédiger le présent Bulletin.

Celui-ci indique les dispositions à prendre en ce qui concerne le projet, l'exécution et l'auscultation de ce type de barrage. On y décrit notamment des solutions pratiques pouvant être conseillées pour la réalisation du corps du barrage, du masque en béton et de ses annexes, ainsi que pour les fondations. Un chapitre spécial traite de la résistance aux séismes.

Le Bulletin, qui est illustré de figures claires, comprend également une liste de références et une table des principaux ouvrages réalisés.

On dispose ainsi d'une synthèse très complète des connaissances sur les barrages en enrochement à masque en béton : ceci doit être extrêmement utile, au moment où ce type d'ouvrage connaît un nouveau développement.

J. N. Plichon  
Président,  
Comité des Matériaux  
pour Barrages en Remblai

---

## PREFACE

---

Rockfill dams rendered watertight by a concrete facing have a long history and are very widespread throughout the world, despite frequent accidents in the past, due chiefly to excessive fill settlement that could not be accommodated by the stiff concrete slab.

This problem has been largely overcome in the last twenty years by spreading and compacting the rockfill in controlled layers.

Henceforth, very high dams of this type have become feasible. Construction is simple and economical, structural performance is excellent and they are resistant to damage from earthquake shaking.

Colombia has several very large concrete-faced rockfill dams, and the National Committee has prepared this report to share their country's experience.

The Bulletin describes design, construction and monitoring practice with practical recommendations on construction of the dam body, concrete facing and ancillary works, and foundation treatment. A full chapter is devoted to earthquake design.

Clear illustrations, references and list of existing dams are included.

The Bulletin is a comprehensive review of current practice and knowledge of concrete-faced rockfill dams and is an invaluable and timely reference work now that such dams are being built in greater numbers.

J. N. Plichon  
Chairman,  
Committee on Materials  
for Fill Dams

---

# 1. INTRODUCTION

---

Les principes régissant la conception des barrages en enrochement à masque en béton ont connu d'importants perfectionnements au cours des 25 dernières années; en conséquence, ce type d'ouvrage est de plus en plus adopté et c'est la solution fréquemment retenue pour les grands barrages. Leur construction a atteint un niveau de développement technologique où l'utilisation d'enrochement ou de matériaux roulés compactés et convenablement zonés permet de réaliser des barrages à la fois sûrs et étanches (1) (\*). L'utilisation de socles en béton avec parafouilles injectés et l'amélioration du masque, qui a conduit, en particulier, à l'abandon du réseau extrêmement complexe de dalles et de joints compressibles, sont les principales tendances techniques actuelles que l'on voit adopter de plus en plus fréquemment.

Cette nouvelle faveur que connaît le barrage en enrochement à masque en béton (BEMB), construit à de plus grandes hauteurs qu'auparavant, est surtout due à l'utilisation de l'enrochement compacté pour la construction des remblais.

Le premier barrage en enrochement doté d'un parement en béton que l'on connaisse est celui de Chatworth Park, en Californie, construit en 1895. Depuis 1850, les chercheurs d'or construisaient, dans les sierras de Californie, des barrages en enrochement déversé dont l'étanchéité était initialement assurée par un parement amont en bois et, plus tard, par un masque en béton. Ce premier barrage a été suivi par la construction de celui de Dix River, de 84 m de hauteur, et de celui de Salt Springs, de 100 m de hauteur, qui est en exploitation depuis 1931, mais qui compte quelques problèmes de fuites. Après Salt Springs, le barrage de Paradela, d'une hauteur de 108 m, a été construit au Portugal en 1955. En 1966, le barrage de New Exchequer (Californie), d'une hauteur de 150 m, a été construit avec un remblai d'enrochement partiellement compacté, placé contre le parement aval de l'ancien barrage-poids en béton d'Exchequer (2). Le masque en béton était de type classique, avec joints verticaux et horizontaux, conception actuellement dépassée.

Certains des premiers BEMB, de même que le barrage de New Exchequer, avaient des fuites. Les ouvrages restaient stables et sûrs, mais les fuites étaient inacceptables, au point de vue économique, et nécessitaient des réparations. Dans la plupart des cas, les infiltrations se produisaient aux joints, en raison de mouvements excessifs des dalles, survenant pendant la construction et la mise en eau des réservoirs. Ces mouvements des dalles étaient généralement attribués à un mauvais compactage de l'enrochement déversé et à la conception classique qui comportait, dans le masque en béton, des joints de contraction horizontaux et verticaux remplis de matériaux compressibles. Dans les barrages modernes, on peut arrêter les fuites en colmatant les fissures à l'aide d'un matériau composé de silt et de sable fin.

La Fig. 1 illustre l'évolution des types et des hauteurs des barrages en enrochement. Ces ouvrages à masque imperméable jusqu'à ce que les barrages à noyau en terre commencent à être utilisés aux alentours de 1940 (1). Au cours de la décennie qui a suivi, aucun BEMB n'a été construit; cependant, depuis le milieu

(\* ) Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie figurant à la fin du document.

---

## 1. INTRODUCTION

---

Important improvements in the design principles of concrete face rockfill dams (CFRD) adopted during the past 25 years have resulted in increased use of this type of rockfill dam and its adoption for higher dams. The advent of construction technology, through the use of properly zoned compacted rockfill and/or gravel, results in a dam of reliable performance in terms of safety and leakage (1) (\*). The development of concrete plinths with grouted cutoffs and face slab improvements, notably abandoning the highly articulated pattern of slabs and compressible joints, are the principal factors in current design trends and a resulting higher frequency of acceptance.

The revival of the CFRD as a frequently used dam, and to greater heights, is primarily due to the development of compacted rockfill as a material for the fill dam.

The first rockfill dam known to use concrete facing was Chatworth Park in California constructed in 1895. Starting in 1850 the gold miners in the California Sierras developed the construction of dumped rockfill dams, initially waterproofed with a wooden upstream face and afterwards with a concrete face. Then followed the construction of the 84 m high Dix River dam in Kentucky, and the 100 m high Salt Springs dam in California, which has been operating since 1931 although with some leakage problems. After Salt Springs, the Paradela dam with a height of 108 m was constructed in Portugal in 1955. In 1966 the New Exchequer dam in California with a height of 150 m was built with a partially compacted rockfill embankment against the downstream face of the pre-existing Exchequer concrete gravity dam (2). The concrete face had the traditional design with vertical and horizontal joints, which is now obsolete.

Some of the early CFRDs and also the New Exchequer dam incurred leakage problems. Although the dam structure remained stable and safe, the leakage was unacceptable from an economic standpoint and subsequently required repairs. In most cases, leakage occurred through the joints due to excessive slab movements which resulted during construction and reservoir filling. Slab movements were generally attributed to low compaction of the dumped rockfill and to the previous traditional design with both horizontal and vertical contraction joints with compressible filler in the concrete face. In dams of modern design leakage paths can usually be sealed by placing silt-fine sand material over the leaks.

Fig. 1 illustrates the trends in type and height of rockfill dams. They were of the impervious face type until earth core designs began to be developed in about 1940 (1). During this decade no CFRD was constructed, but since the mid 1950's substantial improvements in all features of the CFRD design have occurred. These

(\* ) Numbers in parentheses refer to References at the end of the Bulletin.

des années 50, des perfectionnements considérables ont été apportés à tous les aspects de la conception de ce type d'ouvrage, à commencer par le barrage de Nissaström, de 15 m de hauteur, en Suède, dans lequel l'enrochement a été compacté en obtenant une porosité de 29 % à 30,7 %. Le premier ouvrage important est le barrage de Quoich (Invernesshire, Écosse), construit en 1955, dont la hauteur est de 38 m et dans lequel l'enrochement a été compacté par couches successives de 60 cm d'épaisseur à l'aide, tout d'abord, d'un rouleau lisse de 10 tonnes, puis d'un rouleau vibrant de 3,5 tonnes. Le passage du rouleau vibrant a permis d'augmenter de 50 % le tassement déjà obtenu à l'aide du rouleau lisse. Le remblai compacté avait une porosité de 27 %, comparativement à 41 % pour le remblai déversé. Le tassement après construction était négligeable (19 mm) et le comportement de l'ouvrage s'est avéré satisfaisant (3). Ces deux barrages ne sont pas de grande hauteur et leurs remblais ont probablement été surcompactés. La principale valeur de cette expérience de compactage est d'avoir démontré de façon formelle qu'il était possible d'éliminer la difficulté d'adapter des parements en béton au tassement que subit le remblai sous l'effet de la pression hydrostatique, en mettant l'enrochement en place par couches successives compactées; grâce à cette méthode, il acquiert les caractéristiques de compression d'un remblai compacté de sable et de gravier (4). Les barrages de Cethana (5) (Australie, 110 m, 1973), d'Alto Anchicaya (6) (Colombie, 140 m, 1974), de Foz do Areia (7, 8, 9) (Brésil, 160 m, 1980) et de Salvajina (10, 11, 12, 13) (Colombie, 148 m, 1985) sont des ouvrages de grande hauteur, présentant un excellent comportement au point de vue de l'étanchéité. Le Tableau 1 de l'Annexe A est une version remise à jour (février 1987) du Tableau 2 inclus dans la référence (1). Il comporte une liste partielle des barrages en enrochement à masque en béton de plus de 50 m de hauteur, ainsi que leurs caractéristiques techniques.

De nos jours, le BEMB est généralement bien accepté et considéré sérieusement comme une solution de rechange pour tous les sites de barrage avec fondation rocheuse. De façon générale, il concurrence le barrage en enrochement avec noyau en terre, autre solution communément envisagée, pour des raisons de coût et d'échéancier, ainsi que le barrage-voûte en béton. Comme la stabilité du BEMB repose surtout sur sa masse, et comme les ouvrages de ce type, récemment construits, le prouvent, il n'exige pas d'appuis rocheux très résistants (11). Un plus grand nombre de BEMB que jamais est actuellement en cours de construction et beaucoup plus nombreux encore sont ceux qui, à travers le monde, sont en cours d'étude et dont les hauteurs atteindront 220 m (voir le Tableau 1).

commenced with the 15 m high Nissaström dam in Sweden, in which the rockfill was compacted achieving a porosity of 29 % to 30.7 %. The first significant structure was Quoich dam in Invernesshire, Scotland, built in 1955 with a height of 38 m, where the rockfill was compacted in 60 cm thick layers by rolling first with a 10 t smooth roller and then with a 3.5 t vibrating roller. The application of the vibratory roller resulted in a 50 % increase of the compaction already attained by the smooth roller. A porosity of 27 % was measured in the compacted fill compared to 41 % for the dumped rockfill. The post construction settlements were negligible, 19 mm, and performance has been satisfactory (3). The two dams are not high and the compaction experience was, however, to demonstrate conclusively that the difficulty of adapting the concrete facings against the settlement of the fill under water load could be eliminated by placing and compacting the rockfill in layers, whereby it acquires the favorable compression characteristics of a compacted sand-and-gravel (4). Cethana (5) (Australia-110 m, 1973), Alto Anchicaya (6) (Colombia-140 m, 1974), Foz do Areia (7, 8, 9) (Brazil - 160 m, 1980) and Salvajina (10, 11, 12, 13) (Colombia - 148 m, 1985) are high dams that have proven excellent leakage performances. Table 1 included in Appendix A is an updated version (February, 1987) of Table 2 included in (1). It presents a partial list of CFRDs over 50 m high with their design data.

The CFRD is now generally accepted and it is being seriously considered as an alternative at most sites with rock foundation. It generally competes with the earth core rockfill dam (ECRD), the common alternate dam type considered, in cost and schedule, as well as with the concrete arch dam. Since the CFRD relies mainly on gravity for stability and, as recently built CFRDs prove, it does not require high strength rock abutments (11). More CFRDs than ever before are presently under construction and many more throughout the world are at various stages of design, with heights up to 220 m as can be seen on Table 1.



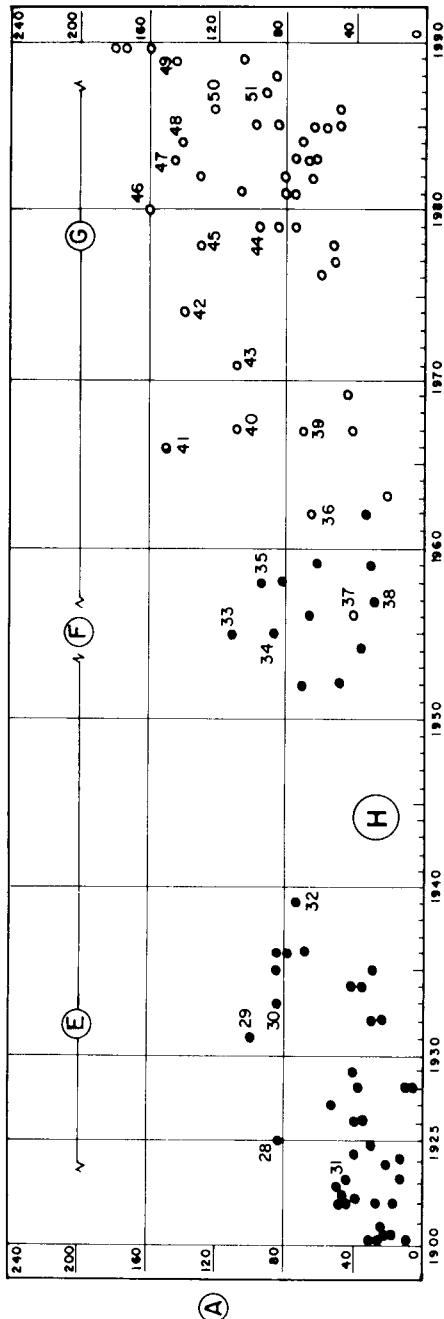
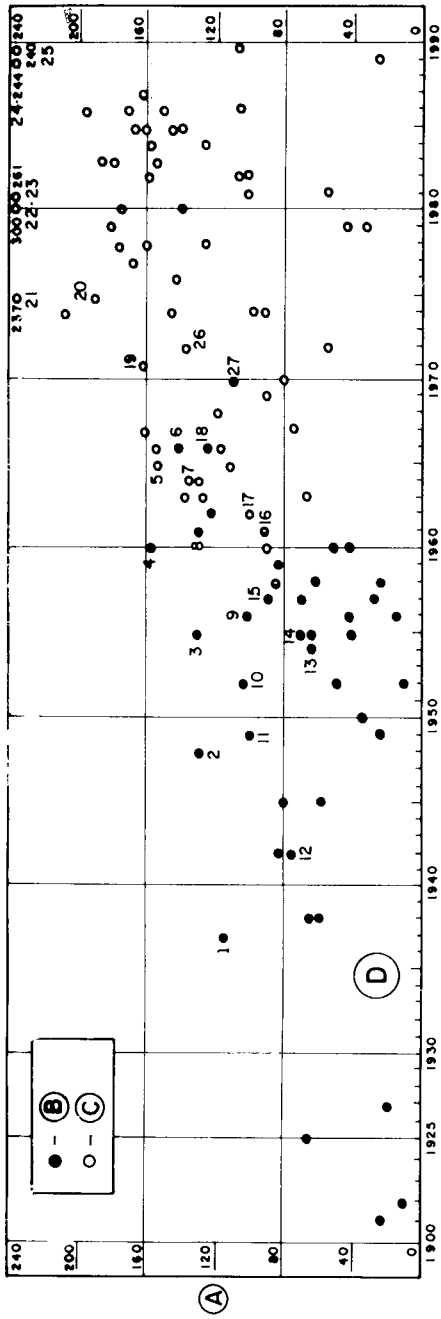


Fig. 1

Trends in type and height of rockfill dams  
*Barrages en entrochement - Evolution des types et des hauteurs*

- |                       |                                  |                    |
|-----------------------|----------------------------------|--------------------|
| (A) Height in meters  | (A) <i>Hauteur en mètres</i>     |                    |
| (B) Dumped            | (B) <i>Déversé</i>               |                    |
| (C) Compacted         | (C) <i>Compacté</i>              |                    |
| (D) Earth core        | (D) <i>Noyau en terre</i>        |                    |
| (E) Early period      | (E) <i>Ouvrages anciens</i>      |                    |
| (F) Transition period | (F) <i>Période de transition</i> |                    |
| (G) Modern period     | (G) <i>Ouvrages récents</i>      |                    |
| (H) Concrete face     | (H) <i>Masque en béton</i>       |                    |
| (1) San Gabriel       |                                  | (35) Courtright    |
| (2) Mud Mountain      |                                  | (36) Cabin Creek   |
| (3) Ambuklao          |                                  | (37) Quotch        |
| (4) Gscheneralp       |                                  | (38) Montgomery    |
| (5) Gepatsch          |                                  | (39) Fades         |
| (6) Akosombo          |                                  | (40) Rama          |
| (7) Cougar            |                                  | (41) Exchequer     |
| (8) Miboro            |                                  | (42) Anchicaya     |
| (9) Cherry Valley     |                                  | (43) Cethana       |
| (10) Kemano           |                                  | (44) R. D. Bailey  |
| (11) Watagua          |                                  | (45) Golillas      |
| (12) Nantahala        |                                  | (46) Areia         |
| (13) Wolf Creek       |                                  | (47) Salvajina     |
| (14) Brownlec         |                                  | (48) Khao Laem     |
| (15) Dalles           |                                  | (49) Segredo       |
| (16) Lewis Smith      |                                  | (50) Pieman        |
| (17) Messaure         |                                  | (51) Spicer Meadow |
|                       | (18) Hell Hole                   |                    |
|                       | (19) Talbingo                    |                    |
|                       | (20) New Melones                 |                    |
|                       | (21) Chivor                      |                    |
|                       | (22) Nurek                       |                    |
|                       | (23) Chicoasen                   |                    |
|                       | (24) Guavio                      |                    |
|                       | (25) Tehri                       |                    |
|                       | (26) Carters                     |                    |
|                       | (27) Aswan                       |                    |
|                       | (28) Dix River                   |                    |
|                       | (29) Salt Springs                |                    |
|                       | (30) Gogswell                    |                    |
|                       | (31) Strawberry                  |                    |
|                       | (32) Cogoti                      |                    |
|                       | (33) Paradela                    |                    |
|                       | (34) La Joie                     |                    |

---

## 2. LA CONCEPTION CLASSIQUE ET SON ÉVOLUTION

---

Historiquement, la conception des BEMB est essentiellement empirique et repose sur l'expérience et le bon sens (1, 14). Les méthodes diffèrent des pratiques habituelles de l'ingénierie, en ce sens qu'aucune analyse structurale complexe n'est nécessaire, mais que l'on a recours à des solutions qui ont fait leurs preuves sur des prototypes et qui forment la base de la conception technique des barrages.

Les caractéristiques des barrages de conception classique, qui ont prévalu jusqu'à la fin des années 50, sont illustrées dans la Fig. 2 et comprennent (2) :

*a)* un parafouille en béton le long du pied amont, exécuté en tranchée dans la fondation rocheuse et entaillé pour recevoir la dalle de béton;

*b)* un masque en béton relativement épais, de 0,3 m plus 0,2 m de surépaisseur environ par 30 m de hauteur du barrage (soit  $0,3 + 0,0067 H$ , en mètres);

*c)* une armature de dalle de 0,5 % de l'épaisseur théorique, sans tenir compte des surépaisseurs;

*d)* un réseau assez serré de joints horizontaux et verticaux dans le masque, plus un joint d'articulation, parallèle au joint périmétral, pour assurer une liaison souple avec le masque (15). Des joints ouverts garnis de waterstops et divers matériaux de remplissage (ou fillers) assurent un maximum de liberté dans les mouvements linéaires et les rotations des éléments de dalle individuels;

*e)* un parapet de 1,2 m de hauteur le long de la crête;

*f)* une zone de gros blocs de roche dure, placés à la grue, formant le support du masque (16);

*g)* des zones d'engrènement mis en place par déversement en couches de grande épaisseur (30 m ou plus) avec arrosage, selon des pentes de 1,3 H (horizontalement)/1,0 V (verticalement) à 1,4 H/1,0 V, c'est-à-dire au voisinage de l'angle naturel d'éboulement;

*h)* un parement amont incurvé dans au moins une, sinon dans deux directions, afin de contrecarrer la tendance des joints à s'ouvrir.

Les barrages de hauteurs allant jusqu'à 75 m, construits selon ces critères, se comportent bien. Aux hauteurs plus élevées, ils sont sujets à la fissuration du masque et à des fuites, qui sont surtout dues à des déformations générales et au déplacement des joints. Certains barrages présentaient beaucoup de fuites, mais cela ne mettait nullement leur sécurité en danger; il fallait, bien sûr, améliorer leur conception.

Les déplacements excessifs des joints dans les dalles étaient dus à deux causes principales : *a)* compactage insuffisant du remblai, et *b)* système de joints horizontaux et verticaux avec matériaux de remplissage compressibles. Les caractéristiques granulométriques des engrènements mis en place en levées de 30 à 60 m vont du matériau dense, à grains relativement fins, et bien calibré, à la partie supérieure, à un matériau plus grossier et mal calibré à la partie inférieure, ayant un pourcentage de vides élevé. Cette partie inférieure est la partie la plus compressible du remblai; c'est aussi l'endroit où la pression de l'eau est la plus grande. On voit donc pourquoi

---

## 2. TRADITIONAL DESIGN AND ITS EVOLUTION

---

The design has been mainly empirical and based on experience and judgement (1, 14). It departs from usual engineering practice in the sense that no sophisticated structural designs are required, but time tested solutions in prototypes have been the basis for design.

The features of the traditional design which prevailed until the late 1950's are illustrated in Fig. 2 and include (2) :

*a)* A concrete cut off wall along the upstream toe, trenched into the bedrock and notched to receive the concrete slab.

*b)* A concrete face relatively thick of 30 cm plus 20 cm per 30 m of dam height ( $0.3 + 0.0067 H$ , in meters).

*c)* Face slab reinforcement of 0.5 % on design concrete thickness without allowance for excess thickness.

*d)* A relative closely spaced system of horizontal and vertical joints in the slab, plus a hinge joint, parallel to the perimeter joint, to provide a flexible facing (15). Open joints with waterstops and various types of joint fillers to provide a maximum degree of freedom for linear and rotational movements of individual slab elements.

*e)* A wave deflector or parapet wall usually about 1.2 m high along the crest.

*f)* A zone of selected, crane placed, large and hard rock blocks forming a support base for the concrete face (16).

*g)* Rockfill zones placed by dumping in high lifts (30 m or more) and sluicing, with upstream and downstream slopes of 1.3 H : 1.0 V to 1.4 H : 1.0 V (at or close to the natural angle of repose).

*h)* An upstream curved face, at least in one and sometimes in two directions, to reduce joints tendency to open.

Dams up to 75 meters in height built with these criteria performed well. Higher dams suffered face cracking problems and leakage which were mainly related to general deformations and joint movements. Although some dams experienced large leakage, it in no way affected safety, but it was clear that design improvements were required.

The excessive face slab joints movements were due mainly to two factors : *a)* inadequate rockfill compaction, and *b)* the system of horizontal and vertical joints with compressible fillers. The grain size characteristics of dumped rockfill placed in 30-60 m lifts change from relatively fine grained, dense, and well graded material at the top to coarser and poorly graded material near the bottom of the lift with a high percentage of voids. This lower portion is the most compressible part of the fill and also the location where water pressure is greatest. This explains why dumped rockfill was an inadequate support for the more rigid concrete face and the

l'enrochement déversé constituait un support inadéquat pour un masque en béton rigide et cela explique la fissuration des dalles inférieures observée dans les premiers barrages. D'autre part, sous l'action de la pression de l'eau, les dalles sont forcées de suivre les déformations de l'enrochement dans le plan du parement et des contraintes de cisaillement se produisent entre les dalles de béton et le remblai. Comme la tendance de l'enrochement est de se déplacer vers le centre de la vallée, les joints verticaux, au centre, avec leurs matériaux de remplissage compressibles, tendent à se fermer excessivement, et ces mouvements se reflètent dans une ouverture exagérée des joints au voisinage des appuis, causant la rupture de waterstops et des fuites importantes.

A partir de 1960, les enrochements compactés ont été utilisés de façon généralisée comme matériaux de construction pour les BEMB. Ce changement avait trois causes. Tout d'abord, le succès rencontré par le barrage de Quoich, construit en Écosse en 1955 (3) et comportant un remblai compacté en couches successives, technique employée pour la première fois; ensuite, les observations de Terzaghi à cet égard, à l'occasion du Symposium sur les Barrages en Enrochement, parrainé par l'American Society of Civil Engineers - ASCE (4, 17); et, enfin, des raisons économiques. C'est ce perfectionnement important qui a rendu possibles la conception de joints étanches et la construction de barrages de plus de 150 m de hauteur.

En dehors du compactage de l'enrochement, la conception moderne diffère comme suit de la conception classique :

a) Matériau d'appui du masque : Terzaghi observa que « même un enrochement rangé était plus compressible qu'un remblai bien compacté » (4). D'après cette observation, le support traditionnel du masque en béton consistant en un perré massif de pierres sèches a été abandonné, au profit d'une zone de transition en enrochement de granulométrie étalée, contenant des éléments dont la dimension maximale est plus petite et dont le contenu en fines est plus élevé. Les enrochements sont compactés à la fois horizontalement et le long de la pente, afin d'assurer un support à peu près uniforme à la dalle.

b) Parafouille : il faut également créditer Terzaghi (18) de la modification de conception du parafouille. Il a soigneusement revu le rôle de cet ouvrage dans les barrages à masque étanche. Ses conclusions furent les suivantes : 1) le but du parafouille est de réduire les pertes par fuite ou percolation et n'est pas directement relié à la sécurité de ce type de barrage; 2) l'excavation d'une tranchée de parafouille est coûteuse et, même lorsqu'elle est faite avec tout le soin voulu, celle-ci peut se fracturer et affaiblir le rocher adjacent, le remède risquant alors d'être pire que le mal; 3) un parafouille convenable et économique est réalisable en effectuant des injections sous une dalle ancrée au rocher. Ainsi, au lieu d'un mur en béton exécuté en fouille excavée dans le rocher, la liaison étanche entre le masque et la fondation se fait au moyen du socle de pied, coulé sur la fondation à une profondeur acceptable et ancré au rocher par des tirants d'acier. Ce socle de pied agit également comme cavalier d'injection.

c) Masque en béton : son épaisseur est inférieure à ce qu'elle était antérieurement; les joints horizontaux, sauf les joints de construction nécessaires, sont éliminés. Les joints verticaux sont des joints secs sans matériau de remplissage.

d) Armature du socle de pied : une couche supérieure et une couche inférieure d'armature étaient autrefois utilisées dans la plupart des socles, et parfois encore récemment. La tendance actuelle est, cependant, d'utiliser seulement les aciers

cracking in the lower slabs, observed in early dams. On the other hand, under the action of the water load, the face slabs are constrained to follow the rockfill movements in the plane of the face by development of shear between the concrete slabs and the fill. As the rockfill tendency is to move towards the center of the canyon, the central vertical joints filled with compressible fillers tended to close excessively and these movements reflected in an increased opening of the joints close to the abutments, with consequent broken waterstops and high leakage.

The success of Quoich dam constructed in Scotland in 1955 (3), where rockfill *compacted in layers* was used for the first time, and Terzaghi's observations to this matter at the Symposium on Rockfill Dams sponsored by the American Society of Civil Engineers, ASCE (4, 17) held in June 1958 at Portland, Oregon, together with economic reasons, led by 1960 to the generalized use of compacted rockfill as a material for the CFRD construction. This significant improvement made possible the design of leak proof joints and the construction of dams higher than 150 m.

Besides rockfill compaction, modern design departs from the traditional one in the following significant features :

*a) Face-supporting material* : Terzaghi wisely pointed out that “ even a placed rockfill is more compressible than a well compacted fill ” (4). On the basis of this observation the traditional support for the concrete face consisting of massive, dry masonry was abandoned and substituted for by a transition zone of well graded selected rockfill with smaller maximum size, greater fine content and compacted both horizontally and along the slope to provide a reasonably uniform support for the slab.

*b) Cut off* : Terzaghi (18) must also be credited for the cut off design change. He carefully reviewed its functioning for the impervious face type of dams. He concluded that : (i) The purpose of the cut off is to reduce seepage or leakage loss and does not directly involve safety of this type of dam; (ii) cut off trench excavation is expensive and, even when done with care, it can fracture and loosen adjacent rock, hence defeating its main objective; and (iii) a suitable and economical cut off can be obtained by grouting under a rock-anchored slab. Based on this, instead of a concrete backfilled trench, excavated in rock, the watertight connection between the concrete face and the foundation is made by means of a concrete plinth or toe slab cast on the foundation at an acceptable depth and anchored into rock with steel bars. This toe slab also acts as a grout cap for grouting.

*c) Concrete face* : Its thickness is less than previously used, without horizontal joints, except for construction joints as required. Vertical joints are waterstopped cold joints without a filler.

*d) Toe slab reinforcement* : For the toe slab a top and bottom layer of reinforcement has been used in most earlier toe slabs and in some recent ones. The current trend is, however, to use the top layer only as temperature steel. It is also

supérieurs comme barres de dilatation. C'est également le meilleur endroit où compenser les contraintes de traction dues aux injections sous pression. Une valeur de 0,33 % d'armature dans chaque direction est suffisante.

e) Armature de la dalle du masque : comme la plus grande partie de la dalle est sous compression biaxiale, la valeur traditionnelle de 0,5 % est excessive pour une simple armature de répartition; il est donc pratique et acceptable de réduire la proportion d'acier dans chaque direction à 0,35 % - 0,40 % de la section théorique.

La Fig. 3 montre une coupe transversale générale d'un BEMB moderne, avec les désignations des zones proposées par Cooke (19) pour des enrochements types de matériau dur.

the best location to take possible tensile stresses due to pressure grouting. Three tenths percent steel each way is adequate.

*e) Face slab reinforcement* : Since most of the face slab is under biaxial compression the traditional 0.5 % is excessive just for distribution steel and it is convenient and acceptable to reduce the steel proportion in each direction to the range of 0.35 % to 0.40 % of the theoretical section.

Fig. 3 shows the general cross section of the modern design CFRD, using zoning designations as suggested by Cooke (19) for typical rockfill of hard-sound rock.



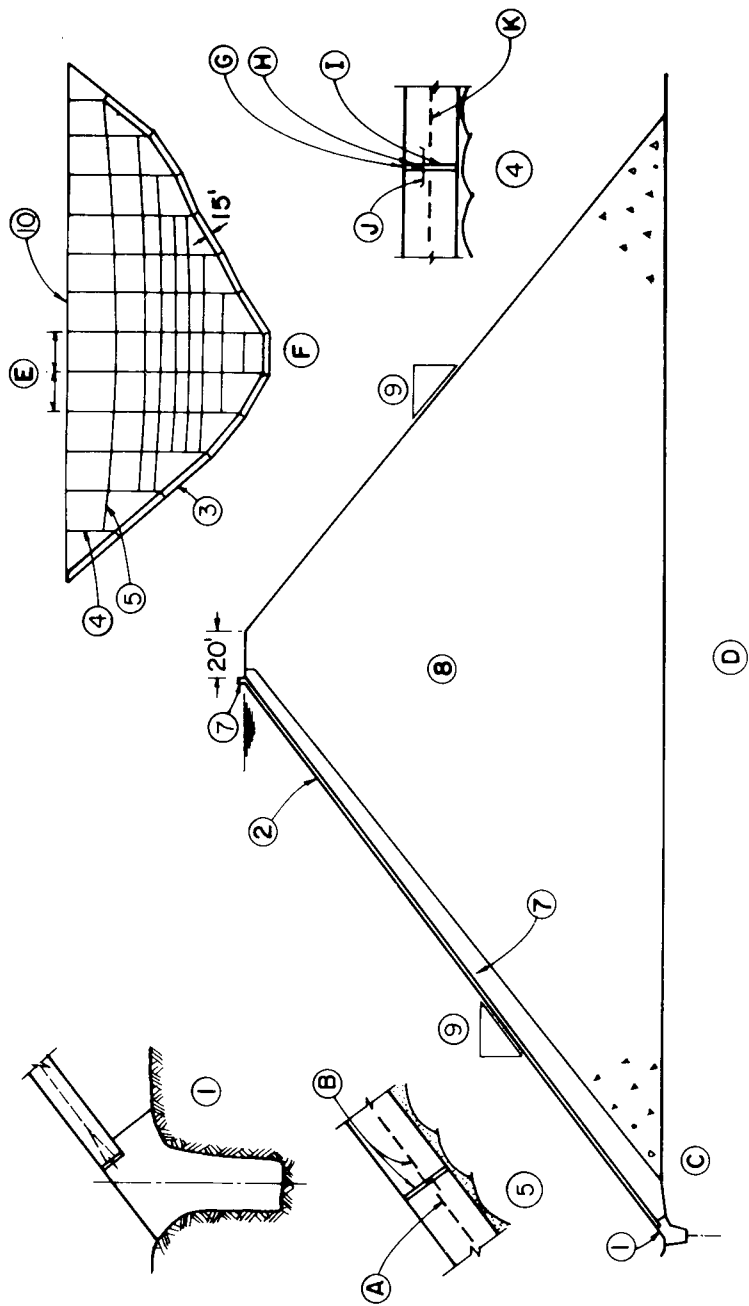


Fig. 2

Features of traditional design

*Caractéristiques de la conception classique*

- |   |   |
|---|---|
| (1) Cut off (trench)                      | (1) <i>Parafouille (tranchée)</i>                               |
| (2) Concrete face                         | (2) <i>Masque en béton</i>                                      |
| (3) Toe slab                              | (3) <i>Socle en béton</i>                                       |
| (4) Vertical joint                        | (4) <i>Joint vertical</i>                                       |
| (5) Horizontal joint                      | (5) <i>Joint horizontal</i>                                     |
| (6) Parapet                               | (6) <i>Parapet</i>  |
| (7) Crane-placed large rock               | (7) <i>Gros enrochements déposés à la grue</i>                  |
| (8) Dumped rockfill                       | (8) <i>Enrochement déversé</i>                                  |
| (9) Slope                                 | (9) <i>Pente</i>  |
| (10) Curved axis                          | (10) <i>Axe cambré</i>  |
| (A) Reinforcement                         | (A) <i>Armature</i>   |
| (B) 1.9 cm redwood filler and Z waterstop | (B) <i>Filler de séquoia (1,9 cm) et lame d'étanchéité en Z</i> |
| (C) Grout curtain                         | (C) <i>Rideau d'injection</i>                                   |
| (D) Cross section of dam                  | (D) <i>Coupe transversale du barrage</i>                        |
| (E) 18 m (60 feet)                        | (E) <i>18 m (60 pieds)</i>                                      |
| (F) Elevation of face                     | (F) <i>Vue en élévation du masque</i>                           |
| (G) Mastic                                | (G) <i>Mastic</i>   |
| (H) Premolded asphalt                     | (H) <i>Bitume prémoulé</i>                                      |
| (I) Compressible joint filler             | (I) <i>Filler compressible</i>                                  |
| (J) U copper                              | (J) <i>Lame de cuivre en U</i>                                  |
| (K) Reinforcement                         | (K) <i>Armature</i>   |

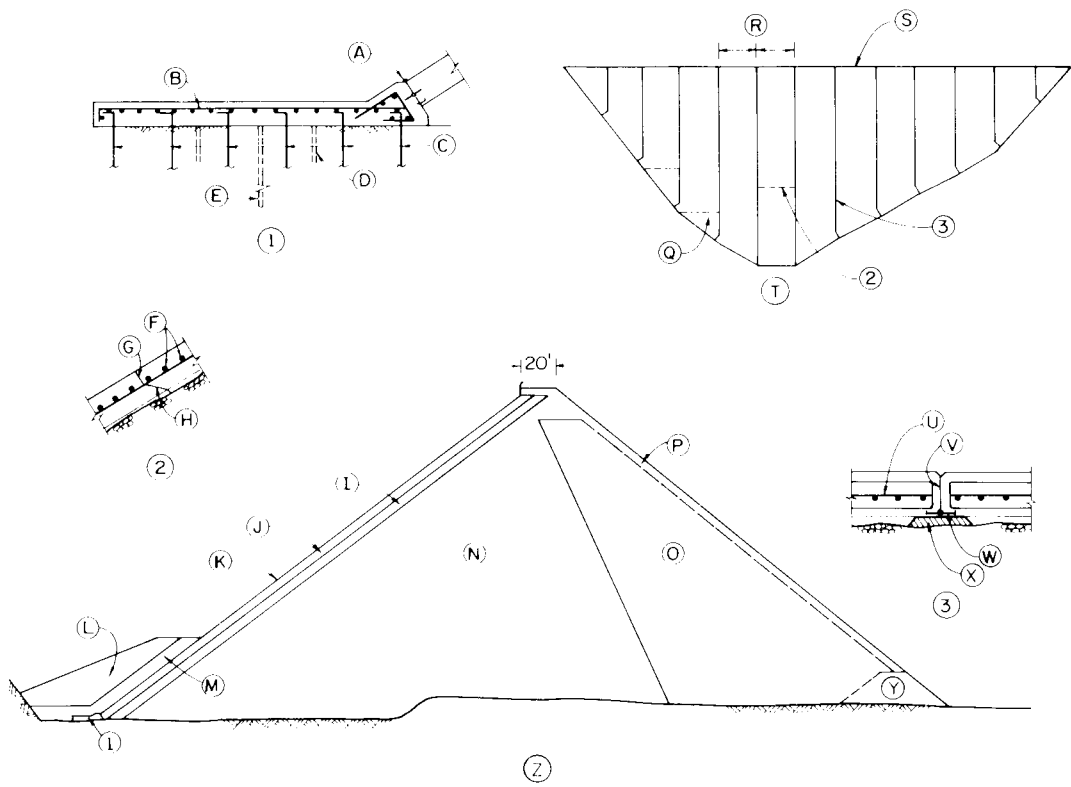


Fig. 3

Features of modern design  
*Caractéristiques de la conception moderne*

(1) Toe slab	(1) <i>Socle de pied</i>
(2) Horizontal joint	(2) <i>Joint horizontal</i>
(3) Vertical joint	(3) <i>Joint vertical</i>
(A) Perimetric joint	(A) <i>Joint périmétral</i>
(B) Steel reinforcement	(B) <i>Armature d'acier</i>
(C) Anchor bars	(C) <i>Barres d'ancrage</i>
(D) Consolidation grout holes	(D) <i>Injections de consolidation</i>
(E) Grout curtain	(E) <i>Écran d'injection</i>
(F) Horizontal reinforcement	(F) <i>Armature horizontale</i>
(G) With form	(G) <i>Avec coffrage</i>
(H) Broom joint	(H) <i>Joint balai</i>
(I) Zone 3 A - Selected small rock placed in the same layer thickness as Zone 2	(I) <i>Zone 3 A - Petit enrochement sélectionné, en couches de même épaisseur que la zone 2</i>
(J) Zone 2 - Processed small rock	(J) <i>Zone 2 - Petite pierre concassée</i>
(K) Concrete face	(K) <i>Masque en béton</i>
(L) Zone 1 B - Random	(L) <i>Zone 1 B - Tout-venant</i>
(M) Zone 1 A - Impervious soil	(M) <i>Zone 1 A - Matériau imperméable</i>
(N) Zone 3 B - Quarry run rockfill or gravel fill, about 1.0 m layers	(N) <i>Zone 3 B - Enrochement ou gravier tout-venant, en couches d'environ 1,0 m</i>
(O) Zone 3 C - Quarry run rockfill or gravel fill, about 1.5 to 2.0 m layers	(O) <i>Zone 3 C - Enrochement ou gravier tout-venant, en couches de 1,5 à 2,0 m</i>
(P) Available large size rock dozed to face	(P) <i>Enrochement de grande taille poussé vers l'extérieur</i>
(Q) Starter slab	(Q) <i>Dalle de départ</i>
(R) 18 m (60 feet)	(R) <i>18 m (60 pieds)</i>
(S) Straight axis	(S) <i>Axe droit</i>
(T) Elevation of face	(T) <i>Vue en élévation du masque</i>
(U) Horizontal reinforcement	(U) <i>Armature horizontale</i>
(V) Surface painted with asphalt	(V) <i>Surface enduite de bitume</i>
(W) Copper waterstop	(W) <i>Waterstop en cuivre</i>
(X) Mortar pad	(X) <i>Semelle de mortier</i>
(Y) Zone 3 D - Plus 0.3 m rockfill	(Y) <i>Zone 3 D - Enrochement 0,3 m minimum</i>
(Z) Section of dam	(Z) <i>Coupe transversale du barrage</i>

---

## 3. CARACTÉRISTIQUES DE LA CONCEPTION ACTUELLE

---

### 3.1. CORPS DU BARRAGE

#### 3.1.1. Enrochement

Le dernier grand barrage de conception classique est celui de New Exchequer (2, 20), dont l'ampleur des infiltrations montre bien, *a posteriori*, qu'il était impératif d'améliorer la conception de ce type d'ouvrage pour pouvoir en construire de plus élevés à l'avenir.

Le remblai en enrochement a pour tâche de supporter le masque en béton de façon uniforme, avec le moins de déformations possible sous l'effet de la pression hydrostatique et de son poids propre. L'ordre de grandeur des mouvements du remblai, principale cause des infiltrations, est fonction de la hauteur du barrage et du module de déformation volumique de l'enrochement. En analyse de contraintes élastiques, les déformations du masque mesurées perpendiculairement au plan du parement sont inversement proportionnelles au module de déformation volumique de l'enrochement et, pour un même module, ces déformations augmentent avec le carré de la hauteur du barrage.

Comme le mode de construction consiste à mettre en place et à compacter l'enrochement par couches successives, il est plus facile de déterminer ses caractéristiques de compression, que ce soit durant la construction ou après la mise en eau du réservoir et en cours d'exploitation. Dans un BEMB, les modules sous charge gravitaire et sous charge hydrostatique sont calculés à partir des données de tassement en fonction du niveau d'eau. Le module sous charge gravitaire, qui est lié au module sous charge hydrostatique, est la base du calcul des déformations du masque sous la charge d'eau du réservoir et permet d'évaluer le tassement après la construction. Les données fiables résultant de l'observation du comportement de BEMB et de barrages en enrochement à noyau en terre (BENT) nous enseignent que le module croît avec la contrainte, et qu'à niveau de contrainte constant, il varie en fonction des caractéristiques du matériau de remblai (5, 21, 22, 23). Cela est important dans le cas des barrages élevés, mais il ne faut pas oublier que la résistance au cisaillement de frottement décroît progressivement, mais modérément, à mesure que la pression augmente. Cette diminution est moins marquée, si le remblai est en matériaux roulés plutôt qu'en enrochements anguleux.

Les données recueillies sur des barrages californiens en enrochement déversé indiquent une valeur d'environ 28 MPa pour le module sous charge gravitaire, et d'environ 84 MPa dans le cas du barrage en enrochement compacté de Quoich (Écosse). Les tassements mesurés par des instruments à Cethana (24), à Anchicaya (23), à Areia (7) et à Murchison (25) indiquent des modules allant de 56 MPa à 230 MPa, suivant la qualité de la roche, la granulométrie de l'enrochement, l'épaisseur des couches, le compactage, les contraintes à l'intérieur du remblai, etc.

Les déformations de l'enrochement compacté se produisent à long terme sous l'effet de contraintes principales constantes; elles sont surtout dues à la rupture

---

## 3. PRESENT DESIGN FEATURES

---

### 3.1. EMBANKMENT DESIGN

#### 3.1.1. Rockfill

The last major dam construction using the traditional design was the New Exchequer dam (2, 20). In hindsight its leakage performance demonstrated that improvements in design were mandatory if higher CFRDs were to be built in the future.

The task of the rockfill embankment is to support the concrete face uniformly and with minimum deformation under the water load and its own weight. The magnitude of the fill movements, basic cause of leakage, is a function of the dam height and the modulus of compressibility of the rockfill. Face slab deflections measured normal to the plane of the face are inversely proportional to the rockfill modulus of compressibility and, for the same modulus, face deflections increase with the square of the dam height.

Rockfill embankment construction by placing and compacting in layers made it easier to determine its compression characteristics, both during construction and upon reservoir filling and operation. For the CFRD, the gravity load and the water load moduli are calculated from water level settlement gauge data. For the CFRD the gravity load modulus, which is related to the water load modulus, gives the basis for calculating face slab deflection under reservoir loading and for estimating post construction settlement. From reliable records of CFRD and ECRD performance, it has been learned that the modulus increases with stress and that for the same stress level it varies according to fill material characteristics (5, 21, 22, 23). This fact is of importance for higher dams but it should be borne in mind that frictional shear strength decreases progressively but moderately with increasing pressure. This decrease is less marked for well rounded gravels than for angular rockfill.

Recorded information from the Californian dumped rockfill dams indicated a value of about 28 MPa for the gravity load modulus, and about 84 MPa for Quoich compacted rockfill dam in Scotland. Instrument recorded settlements in Cethana (24), Anchicaya (23), Areia (7) and Murchison (25), have indicated moduli ranging from 56 MPa to 230 MPa, depending on rock quality, rockfill grading, layer thickness, compaction coverage, stress level within the dam fill, etc.

The compacted rockfill long term deformations take place under conditions of constant principal stress and are mostly due to breakage of the rock particles at the

des éléments rocheux à leurs points de contact, suivie de leur réorganisation. L'ordre de grandeur de ces ruptures est relativement élevé à la suite de l'application de la charge et décroît progressivement avec le temps. Des essais de laboratoire montrent (26) que dans les matériaux bien calibrés, présentant un faible indice de vides, de préférence moins de 0,3, les forces de contact sont faibles et les ruptures de particules sont presque inexistantes. D'autre part, les particules bien arrondies sont moins sujettes à se fracturer sous la charge, de sorte que la déformation volumique d'un matériau roulé sera toujours bien inférieure à celle d'un enrochement ayant une densité relative et une granulométrie comparables. On obtient les résultats les meilleurs avec un calibrage de densité maximale, une roche dure, des rouleaux vibrants lourds et une épaisseur de couches optimale. Les enrochements de faible résistance, tels que roches silteuses, grès, schistes, argilite, etc. (1, 11, 27, 28, 29), ont aussi été utilisés avec succès, en y associant l'arrosage et le compactage par rouleaux vibrants.

L'intensité du compactage nécessaire et donc la déformation volumique diminuent vers le pied aval. Le comportement de certains barrages (5, 7, 11, 12) révèle qu'après la mise en eau, le tassement maximal se produit au niveau du tiers inférieur du remblai, au voisinage du parement amont, et décroît progressivement vers l'aval. Seule la moitié amont du corps du barrage se déplace de façon notable sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour réduire le plus possible les déformations se produisant juste au-dessous du masque, le matériau de remblai le plus incompressible doit donc être la sous-couche de la zone 2 supportant le masque (voir Fig. 3) et les zones 3 A et 3 B de la recharge amont, qui transmettent la charge à la fondation du barrage.

La zone 2 sera décrite ailleurs. La zone 3 A consiste en tout-venant classé de petite taille, disposé en couches de 40 à 50 cm d'épaisseur. Son épaisseur est égale à celle de la zone 2; pendant les travaux, leur niveau horizontal est maintenu égal et plus élevé, de l'épaisseur d'une couche, que celui de la zone 3 B adjacente. Cette méthode de construction assure la meilleure transition entre les zones 2 et 3 A; elle est aussi plus rapide et elle améliore le comportement de l'ouvrage. Comme la transition entre la zone 2 et la zone 3 A est la plus importante, les règles de granulométrie du filtre (30) doivent être à peu près respectées pour éviter toute perte d'appui du masque en cas de fuite à travers celui-ci. Cette exigence est beaucoup moins stricte que dans le cas des BENT. Une épaisseur de couche de 0,8 à 1,0 m, avec un compactage équivalant à 4 passes d'un rouleau vibrant de 10 tonnes, est habituellement imposée pour la zone 3 B, quelquefois avec arrosage (15 % - 20 % du volume de l'enrochement) au cours de la mise en place. Un compactage plus dense, effectué par couches plus minces et avec arrosage, permet d'obtenir une densité satisfaisante lorsqu'on utilise des enrochements moins résistants. Il est prudent de prendre la décision finale concernant le nombre de passes, après des essais au cours desquels on déterminera le tassement moyen de la surface d'une couche par des mesures effectuées à intervalles de 2 à 12 passes. Le massif aval (zone 3 C) complète le remblai et son comportement, en termes de tassement, est considéré comme moins critique par rapport au comportement du masque. Pour mettre en place la zone 3 C, on peut adopter une plus grande épaisseur de couche, de 1,5 à 2,0 m, et une granulométrie beaucoup plus étalée, suivant les caractéristiques de l'enrochement et la hauteur du barrage. L'enrochement déversé peut être acceptable dans le lit du cours d'eau, au pied aval (1), dans la zone 3 D, étant donné que le plus fort tassement lié à un module de déformation plus bas ne modifiera pas le comportement du masque en béton.

contact points with the consequent rearrangement of particles after each breakage. Its magnitude is relatively high following the load application and decreases gradually with time. From laboratory tests it has been shown (26) that in well graded materials at a low void ratio, preferably less than 0.3, contact forces are small and particle breakage approaches zero. On the other hand, well rounded particles are less prone to fracture under load so that the compressibility of a gravel will always be significantly less than that of a rockfill of comparable relative density and particle size distribution. The best results are, therefore, obtained by using a maximum density grading, hard rock, heavy vibratory rollers and optimum layer thickness. Weak rockfill, such as silstone, sandstone, schists, argillite (1, 11, 27, 28, 29), has also been successfully used in combination with water and vibratory rollers.

Requirements for low compressibility and thus compaction decrease towards the downstream toe. Performance data (5, 7, 11, 12) have demonstrated that upon reservoir filling the maximum deformation occurs at the lower third of the dam, close to the upstream face, and gradually decreases in the downstream direction. Only the upstream half of the embankment shows significant movement due to water load. Therefore, to minimize distortions immediately under the face slab, the most incompressible fill material should be the face-supporting Zone 2 and the upstream shell, Zones 3 A and 3 B, which transfer water load to the foundation level (see Fig. 3).

Zone 2, the face slab supporting zone, will be described under separate heading. Zone 3 A is selected small size quarry run placed in 40-50 cm thick layers. Zone 3 A thickness is made equal to that of Zone 2 and during construction their horizontal level is maintained the same for both and one layer thickness higher than the adjacent Zone 3 B surface elevation. This construction method provides the best transition between Zones 2 and 3 A, expedites construction and improves its behavior. Since Zone 2 to 3 A is the most important transition, filter grading rules (30) are to be approximately met between them to avoid any loss of face support in the event of leakage through the face slab. This requirement is much less strict than for the ECRD. Layer thickness of 0.8-1.0 m with a compaction coverage equivalent to four passes of a 10 t vibrating roller is usually specified for Zone 3 B, sometimes with water addition (15 %-20 % of rock volume) during fill placement. Increasing compaction coverage, using thinner layers, and application of water are means of achieving satisfactory density when using weak rock. It is prudent to make the final decision as to the number of passes after conducting tests in which the average surface level of a rockfill layer is determined by surveying at intervals of 2 to 12 passes. The downstream shell, Zone 3 C, completes the dam section and its behavior in terms of settlement is considered less critical from the point of view of face slab performance. For Zone 3 C a greater layer thickness of 1.5 to 2.0 m can be adopted and much wider grading limits permitted depending on rock characteristics and dam height. Dumped rockfill within riverbed at the downstream toe (1), Zone 3 D, may be acceptable, since compression arising from its lower modulus does not affect concrete face performance.



Outre la résistance en compression élevée et le module de cisaillement important de l'enrochement, la recharge aval doit être non saturée. Lorsqu'on utilise des enrochements durs, bien calibrés, se drainant bien et composés d'éléments de forme satisfaisante, cette exigence est satisfaite sans difficulté et des infiltrations importantes dans le parement ne mettront pas en danger la stabilité de l'ouvrage (1). On peut également prévoir un enrochement moins gros et moins résistant (40 MPa) et du gravier contaminé (7 % - 12 % passant le tamis n° 200), ayant une perméabilité réduite, à condition d'adopter une répartition appropriée des zones. Il s'agit de mettre en place le matériau ayant le module de compression le plus élevé en aval de la zone d'appui du masque (zone 2). Un matériau plus compressible est mis en place plus en aval, alors que le matériau le plus durable, possédant la résistance au cisaillement la plus élevée, est disposé au voisinage du parement et du pied aval. Ce matériau de forte résistance a pour rôle de résister à l'effet des contraintes de cisaillement élevées qui se produisent au cours de séismes de forte intensité. Un drain-cheminée installé bien à l'arrière du parement amont, et ayant une capacité suffisante pour que la recharge aval ne puisse se saturer en aucun cas, est également nécessaire. Ce drain doit être raccordé à une zone drainante, à la base du remblai, qui permet un écoulement libre vers le bief aval (11, 27, 31, 32, 33). En ce qui concerne la position du réseau de drainage interne du remblai, s'il est placé immédiatement sous le masque en béton, alors les défauts du masque, plutôt que la capacité de drainage de l'enrochement sous-jacent, sont le principal facteur régissant les débits d'infiltration. Dans ces conditions, les débits d'infiltration à prévoir ne peuvent pas être déterminés de façon réaliste, car la fissuration du masque est difficile à prédire. Si une zone semi-perméable est placée entre le masque et l'écran drainant, sa perméabilité sera le facteur imposant une limite supérieure aux débits d'infiltration, même si le masque est très détérioré. Dans les cas extrêmes, on peut mettre en place une couche filtrante de granulométrie appropriée (27, 34) sur les appuis latéraux pour qu'ils soient convenablement drainés, et aussi pour protéger le corps du barrage contre la saturation. Avec ce type de zones, la faible perméabilité du remblai n'est préoccupante qu'au cours de la construction, lorsque des pressions interstitielles indésirables peuvent se manifester. Ces pressions interstitielles sont faciles à réduire en incorporant au remblai, à intervalles verticaux de quelques mètres, des couches perméables raccordées au drain-cheminée. Grâce à ces mesures, on peut utiliser efficacement à la fois de la roche de faible résistance et de l'enrochement de faible perméabilité et très altéré. Autrefois, ces matériaux étaient rejetés, car jugés inacceptables pour les remblais en enrochement.

La répartition économique des zones d'enrochements et de matériaux roulés a été bien étudiée (11, 22), de même que le module de déformation volumique du gravier, beaucoup plus élevé que celui de l'enrochement. Dans le barrage de Salvajina, pour le même niveau de contrainte au cœur du remblai, le module sous charge gravitaire des matériaux roulés s'est révélé être 7 fois plus élevé que celui de l'enrochement compacté. Dans ce barrage, on a aussi déterminé le module sous charge hydrostatique au cours de la mise en eau, dans l'hypothèse où le masque de béton se déformerait dans la même direction que la pression de l'eau. Ce module calculé est de 1,5 à 2 fois plus élevé que le module sous charge gravitaire et en accord avec des précédents connus (7, 24, 25, 35). Ce comportement est probablement dû au fait qu'en modifiant la direction de la charge, les contraintes existant dans le remblai parallèlement au masque et perpendiculairement à la charge hydrostatique sont plus élevées que les contraintes horizontales perpendiculaires à la charge gravitaire (22).

Besides a high compression and shear modulus for the rockfill, a non-saturated downstream shell is required. When hard, well graded free draining rockfill with well shaped particles is used this requirement is met without difficulty and unexpected high leakage rates through the face will not endanger stability (1). Finer and softer (40 MPa) rockfill and dirty gravels (7-12 % minus No. 200 mesh) with limited permeability can also be used provided a suitable zoning is adopted for the dam section. This involves placing the material with the highest compression modulus downstream of the face-supporting zone (Zone 2). More compressible material is placed further downstream while the highest shear strength most durable material is placed adjacent to the downstream slope and toe. This high strength material is required to offset the effects of high shear stresses which develop during severe shaking by earthquakes. A free-draining chimney drain, placed well back from the upstream face and of sufficient capacity to ensure that the downstream shell cannot become saturated in any circumstances, is also required. This chimney drain must be freely connected to an equally free draining zone at the base of the embankment which discharges freely to tail water (11, 27, 31, 32, 33). Regarding the position of the internal drainage system within the embankment, if it is immediately under the concrete face, then defects in the face slab, rather than the drainage capacity of the underlying rockfill, is the main factor controlling leakage rates. Under this circumstance, the appropriate leakage rates to design for cannot be realistically established since cracks in the concrete face are difficult to predict. If a semi-pervious zone is introduced between the face slab and the chimney drain, the permeability of the semi-pervious zone is the one that imposes an upper limit on leakage rates, even if the concrete face slab is badly deteriorated. In extreme cases a layer of filter-transition of appropriate grading (27, 34) can be placed over the abutments to allow them to drain freely and also to protect the dam body from saturation. With this type of zoning low fill permeability is only of concern during construction when undesirable pore pressures may develop. Such pore pressures can readily be controlled by incorporating permeable layers in the fill at vertical intervals of a few metres which connect to the chimney drain. Using these measures both low strength rocks and heavily weathered low permeability rockfill can be put to effective use. Such materials were commonly rejected in the past as unsuitable for use in rockfill dams.

The economical zoning of gravel and required excavation rock is well documented (11, 22) as well as the much higher modulus of compressibility of gravel than of rockfill. In Salvajina dam, for the same stress level within the embankment, the gravity load modulus of the gravel fill turned out to be 7 times higher than that of the compacted rockfill. For this dam, the water load modulus was also determined during first reservoir filling, under the assumption that the concrete face deflects in the same direction of the water load. This computed modulus is 1.5 to 2.0 times larger than the gravity modulus and is in agreement with precedents (7, 24, 25, 35). This behavior is probably due to the fact that upon changing the direction of loading, stresses existing within the embankment parallel to the concrete face and normal to the water load are larger than the horizontal stresses normal to the gravity load (22).

Lorsqu'on utilise de l'enrochement dur, on obtient automatiquement le drainage de toute l'eau d'infiltration. Placés en zones de granulométrie convenable, un enrochement, plus fin et moins résistant, et du gravier contaminé peuvent également convenir, comme on l'a déjà dit. C'est pourquoi les BEMB ne présentent aucun problème de pression hydrostatique interne ou de stabilité, à part l'écoulement d'eau traversant le remblai au cours de la construction. Dans ce dernier cas, il faut effectuer une analyse de stabilité en mettant au point la protection du talus aval (36).

Le Tableau 1, inclus dans l'Annexe A, montre que pour un enrochement de bonne qualité, on utilise généralement des pentes amont et aval de 1,3 H/1,0 V à 1,4 H/1,0 V. Il peut être nécessaire de prévoir des pentes moins raides, si la roche est moins dure ou la fondation moins résistante, et une inclinaison ne dépassant pas 1,5 H/1,0 V pour le gravier, car des pentes plus fortes sont cause d'érosion.

L'expérience démontre qu'il n'y a pas de problème de stabilité dans les BEMB. Les vieux barrages de Californie, dont les hauteurs s'échelonnent entre 20 m et 50 m, ont été construits avec des pentes de 0,5 H/1,0 V et 0,75 H/1,0 V. La stabilité de ces ouvrages s'explique par des angles de frottement élevés à faibles pressions de confinement (37). Comme les plans de glissement critiques sont proches de la surface, la résistance est plus élevée à cet endroit.

En ce qui concerne la mise en place de l'enrochement dans le barrage, l'établissement de rampes sur le remblai est acceptable et économique (9, 38), sauf dans la zone de 30 m de largeur la plus proche du parement. Bien que les accès et les rampes doivent convenir aux conditions particulières du site et permettre le déplacement des engins de transport choisis, cet important aspect de la construction peut être traité dans le cahier des charges, comme il est suggéré dans la réf. (39).

### 3.1.2. Zone d'appui du masque

La granulométrie de la sous-couche du masque, c'est-à-dire la zone 2 dans la Fig. 4, a changé à mesure que l'expérience acquise s'affermissait et que la conception des ouvrages se perfectionnait. Actuellement, on utilise des granulats de dimension maximale inférieure et plus de fines, c'est-à-dire une teneur plus élevée qu'auparavant en particules inférieures à 4,76 mm et 0,074 mm (tamis nos 4 et 200) respectivement. Dans les premiers BEMB, une mince zone de pierres sèches et massives, mises en place à la grue, assurait le support du masque en béton. Cette pratique a été abandonnée lorsqu'on a commencé à mettre en place l'enrochement par couches successives compactées. Avant la construction du barrage de Cethana, on excluait habituellement les fines (particules de moins de 50 mm) de façon à disposer d'un matériau consistant entièrement en gros éléments de roche, de sorte que le contact bloc à bloc soit garanti et que, en cas d'infiltration dans le parement, il n'y ait pas de possibilité d'entraînement d'éléments fins, susceptible de provoquer des tassements, la perte de support sous le masque et finalement la fissuration de celui-ci.

Les granulométries de 250-330 mm maximum et de 50-75 mm minimum n'étaient pas satisfaisantes à cause d'un niveau de ségrégation élevé. Après compactage du parement, les blocs se détachaient à la surface, en raison de l'activité sur le chantier. La surface extérieure ne pouvait pas être aplanie et les surépaisseurs de béton étaient importantes. L'acceptation des fines de carrière à Cethana et par la suite a constitué une amélioration importante, mais les cahiers des charges n'exigeaient pas un minimum de particules de la taille des grains de sable, comme

When hard rockfill is used, free drainage of any leakage water is automatically provided. Finer and weaker rockfill and dirty gravels can be made equally suitable by providing an adequate zoning, as previously discussed. Therefore, for the CFRD no internal hydrostatic pressures develop and no stability problem exists, except for flow through the rockfill during construction. For this latter case, stability analysis must be carried out for the design of the downstream slope protection (36).

Table 1 included in Appendix (A) shows that for good quality rockfill, both upstream and downstream slopes of 1.3 H : 1.0 V to 1.4 H : 1.0 V have been generally used. Slopes may have to be flatter for weaker rock or low strength foundation and no steeper than 1.5 H : 1.0 V for gravel, steeper slopes causing ravelling.

Experience has demonstrated that there are no stability problems with the CFRD. Old dams in California, with heights between 20 and 50 m, were constructed with 0.5 H : 1.0 V and 0.75 H : 1.0 V slopes. The stability of these dams has been explained by the high friction angle at low confining pressures (37). Since the critical sliding planes are close to the surface, the strength is higher there.

For rockfill placement in the dam, ramping within the embankment is acceptable and economical (9, 38), except for a 30 m width closest to the face. Although hauling accesses and ramps have to fit specific site conditions and accommodate the selected hauling units, this important construction feature may be handled in the specifications as suggested in (39).

### **3.1.2. Face Slab Supporting Zone**

The grading of the material underlying the concrete face, i.e., Zone 2 in Fig. 4, has been changing as construction experience has been gained, and design has progressed. The change has been to use a smaller maximum size and more fines, i.e., greater content of particles finer than 4.76 mm and 0.074 mm (No. 4 and 200 sieves). For the early CFRDs, a thin zone of massive, crane-placed, dry masonry provided support for the concrete face. This practice was abandoned when rockfill started to be placed and compacted in layers. Prior to Cethana dam the practice had been to exclude fines (particles less than 50 mm) in order to provide a material consisting entirely of coarse rock particles so that rock to rock contact would be guaranteed and, if the face leaked, there would be no possibility of fines washing out with some consequent settlement and loss of support under the concrete face, causing cracking.

The gradings with maximum size of 250-330 mm and minimum size of 50-75 mm were unsatisfactory because of high segregation. After face compaction the surface rocks loosened readily due to construction workers activity. The exterior surface could not be formed to a smooth plane and excess concrete was common. The acceptance of quarry fines in Cethana and thereafter was an important improvement, but the specifications did not require a minimum of sand sized particles, as can be seen in Fig. 4, which shows the general trend and the present

l'indique la Fig. 4, qui montre la tendance générale et la granulométrie optimale actuelle (40). Le faible pourcentage ou l'absence de grains de sable (moins de 4,76 mm ou tamis n° 4) entraîne une ségrégation importante des particules plus grossières, en augmentant la perméabilité relative de cette zone. La transition à 100 mm, puis à un maximum de 75 mm, et le pourcentage accru de particules de dimension inférieure à 4,76 mm (tamis n° 4), atteignant au moins 40 % en moyenne, assurent une mise en place très facile, un talus plus stable après compactage et moins de surépaisseur de béton.

Les présentes spécifications ont donc pour but de limiter la taille maximale des granulats et d'assurer une granulométrie excluant la ségrégation au moment de la mise en place et comportant assez de fines pour obtenir une perméabilité suffisamment faible. La granulométrie indiquée ici prévoit des granulats de dimension maximale entre 75 mm et 38 mm, 35 % à 55 % passant le tamis de 4,76 mm (n° 4), pour que le matériau comporte en moyenne un minimum de 40 % de grains de sable et entre 5 % et 15 % passant le tamis de 0,074 mm. Il s'agit de la granulométrie la plus pratique. En effet, du point de vue de la conception, l'avantage d'avoir un minimum de 10 % et de 5 % plus fin que 0,59 mm et 0,074 mm (tamis n° 30 et n° 200) respectivement est qu'une fois compacté, le matériau aura une perméabilité de l'ordre de  $1 \times 10^{-4}$  cm/s ou moins. D'autre part, cette granulométrie assure également que le matériau sera intérieurement stable sous des gradients hydrauliques très élevés et compatible avec l'enrochement sous-jacent. Des expériences de laboratoire très intéressantes ont été effectuées sur des échantillons de calcaire concassé ayant une teneur en sable (particules de moins de 4,76 mm, tamis n° 4) entre 24 % et 48 % et en fines silteuses (particules inférieures à 0,1 mm) entre 3 % et 6 % (voir réf. 41). Les résultats des essais de perméabilité sur des échantillons compactés indiquaient des valeurs de  $1 \times 10^{-3}$  cm/s (teneur en sable de 24 %) à  $1 \times 10^{-4}$  cm/s (teneur en sable de 36 %). On a également effectué des essais de filtre avec une boue argileuse de 20 cm d'épaisseur, ayant 94 % de moins de 0,1 mm et 14 % de moins de 0,001 mm. Sous un gradient hydraulique de 250 dans la boue, aucune érosion n'a été observée, c'est-à-dire qu'il n'y a pas eu de pénétration d'argile dans l'échantillon de sable et de gravier sous-jacent. Des essais de stabilité interne sous un gradient hydraulique de 130 appuient également la conclusion de Sherard (40) : les matériaux ayant la granulométrie recommandée sont stables intérieurement sous des gradients hydrauliques très élevés. Il est très important, cependant, pour la stabilité interne, de garder la teneur en fines (moins de 0,074 mm, tamis n° 200) au-dessous de 15 % maximum du poids total, et de préférence au-dessous de 10 % ou 12 %. Des travaux de recherche en laboratoire effectués récemment sur des filtres (30) montrent que les mélanges sable-gravier avec des fines ne sont intérieurement stables et fiables que si la teneur totale en fines ne dépasse pas environ 14 % de leur poids. Cette exigence n'a pas d'effet néfaste sur la perméabilité. Les résultats des essais (41) démontrent de façon significative qu'il suffit de prévoir une teneur en fines d'environ 5 % pour assurer la faible perméabilité nécessaire.

En ce qui concerne l'effet de la teneur en sable sur la résistance au cisaillement, on a soutenu récemment (42) qu'une teneur moyenne en sable de 40 % procurait une résistance au cisaillement légèrement plus faible et que cette teneur devrait se limiter, de préférence, à 30 %. Toutefois, d'après les nombreux résultats d'essais triaxiaux de cisaillement effectués sur des matériaux roulés sablonneux, concassés ou alluviaux (26, 37, 41), on peut conclure que la résistance au cisaillement est toujours suffisante et qu'il n'y a pas de possibilité d'instabilité dans la zone 2, si l'on suit la

optimum grading (40). The low percentage or absence of sand sized particles (less than 4.76 mm or No. 4 sieve) causes substantial segregation of the coarser particles, producing a relatively high permeability across this zone. The transition to 100 mm and then to 75 mm maximum size, and the increased percentage of particles smaller than the 4.76 mm (No. 4 sieve) to at least 40 % average provides most convenient placement, a more stable sloping surface after compaction, and less excess concrete.

The aim of the present specification is, consequently, to limit maximum size to provide a grading which will not segregate on placing, and also to include sufficient fines to give an acceptable low permeability. The present grading, therefore, is for maximum size between 75 mm and 38 mm, 35 % to 55 % finer than 4.76 mm (No. 4 sieve) to assure that the average material will have at least 40 % sand size particles and with 5 % to as much as 15 % passing the 0.074 mm mesh. This is the most workable grading. The design benefit of having a minimum of 10 % and 5 % finer than 0.59 mm and 0.074 mm (No. 30 and No. 200 sieves), respectively, is that compacted material will end up with a permeability of the order of  $1 \times 10^{-4}$  cm/s, or lower. On the other hand, this grading also assures that the material will be internally stable under very high hydraulic gradients, and compatible with the underlying rockfill. Laboratory experiments with samples of crushed limestone having sand content (particles less than 4.76 mm or No. 4 sieve) between 24 % and 48 % and silty fines (particles less than 0.1 mm) between 3 % and 6 % are reported in (41). Permeability tests results on compacted specimens ranged from  $1 \times 10^{-3}$  cm/s with 24 % sand content to  $1 \times 10^{-4}$  cm/s with 36 % sand content. Filter tests were also carried out using a 20 cm thick clay slurry with 94 % of minus 0.1 mm and 14 % of minus 0.001 mm. Under a hydraulic gradient of 250 in the slurry, no erosion was observed, i.e., no clay penetrated the sand and gravel specimen underneath. Internal stability tests under a hydraulic gradient of 130 also supported Sherard's (40) conclusion that materials meeting the present recommended grading are internally stable under very high imposed hydraulic gradients. It is very important, however, for internal stability to keep the fine content (smaller than 0.074 mm or No. 200 sieve) under 15 % maximum of the total weight and preferably below 10 % or 12 %. Recent laboratory filter research (30) has shown that sand-gravel mixtures with fines are reliably internally stable only when the fine content of the total material does not exceed about 14 % by weight. This requirement does not adversely affect imperviousness. The tests results presented in (41) conclusively demonstrate that it is only necessary to have a fine content of about 5 % to provide the low permeability and internal stability required.

Regarding the sand content influence on shear strength it has been recently argued (42) that a 40 % average sand content leads to slightly lower shear strength and that the amount of sand sized material should preferably be 30 %. From many triaxial shear tests results run on crushed and alluvial sandy gravels (26, 37, 41), however, it can be concluded that the shear strength will be adequate and that there will be no possibility of instability in the Zone 2 using the recommended grain size distribution (see Fig. 4). Because these well-graded materials compact to a very dense

granulométrie recommandée (voir Fig. 4). Comme l'on peut compacter ces matériaux de granulométrie continue à une très forte densité (habituellement entre 2,2 et 2,4 t/m<sup>3</sup>), le cisaillement à faibles pressions de confinement exige toujours une dilatation importante, la résistance au cisaillement dépassant 45° (43).

La zone d'appui du masque a habituellement une largeur d'environ 4 à 5 m horizontalement, au sommet. Pour les barrages de grande hauteur (150 m), cette largeur peut augmenter modérément jusqu'au bas du barrage, en fonction de la pression hydraulique. Pour ceux de ces barrages qui sont construits dans les vallées étroites, dont les appuis sont très escarpés, comme celui de Golillas (33) dans lequel, au-dessous du joint périmétral, la pression de l'eau s'exerce sur une colonne d'enrochement élevée et où il faut s'attendre à trouver une ouverture continue des diaclases dans les appuis latéraux (44), il est prudent d'élargir cette zone au niveau des appuis de façon à disposer d'une couche semi-imperméable plus étendue, pour réduire les infiltrations au cas où une fuite se produirait dans le joint périmétral. La réduction de la ségrégation à l'aide d'un matériau de granulométrie plus fine, comme on l'a déjà dit, est indispensable au contact des appuis latéraux. Chaque couche mise en place a habituellement une épaisseur de 40 à 50 cm; elle est compactée non seulement dans le plan horizontal, mais encore le long du talus. Le compactage horizontal comprend 4 passes d'un rouleau vibrant de 10 tonnes. Sur le talus, un traitement spécial est nécessaire, que l'on décrira plus loin.

Certains avantages de cette zone spéciale sont les suivants :

a) La zone agit comme écran semi-perméable (à l'extrémité inférieure du domaine semi-perméable) limitant l'importance totale des fuites du barrage, même si de grosses fissures se produisent dans le masque en béton, ce qui peut arriver après un fort tremblement de terre. De plus, elle rend le barrage absolument sûr, même au cas où il n'y aurait pas de masque en béton sur le parement amont, car la quantité d'eau de percolation traversant cette zone sera de beaucoup inférieure à la capacité de l'enrochement à transiter sans risque l'eau de percolation (45). C'est un avantage très important, par rapport aux BENT, à l'étape de dérivation pendant les travaux de construction, car cela permet au barrage de jouer le rôle de batardeau, avec un batardeau plus petit en amont pour permettre la construction du socle de pied dans le lit du cours d'eau et l'exécution des injections. Ce deuxième batardeau est conçu pour dériver les crues présentant une période de retour plus faible que dans le cas du batardeau d'un BENT. Une partie amont du barrage, ayant un profil transversal de barrage, devrait être construite le plus rapidement possible jusqu'à une cote telle qu'elle puisse garantir la dérivation de la crue de projet ayant une période de retour moyenne plus élevée, adoptée pour l'étape suivante de construction du barrage partiellement achevé. En cas de crue brutale ou se renouvelant tout au long de l'année, il faudra envisager un enrochement armé sur les talus aval (36). Un exemple récent de cette méthode figure dans les réf. (1) et (7). Lorsqu'il est prévu d'utiliser le barrage comme batardeau, on doit tenir compte des effets néfastes éventuels des sédiments transportés par les crues sur les caractéristiques de projet de l'enrochement.

b) Le matériau est aisé à mettre en place suivant un profil précis, en évitant ainsi les surépaisseurs de béton et en assurant un support plus uniforme aux dalles du masque. On réalise ainsi une économie substantielle sur le béton.

c) Comme la granulométrie de cette zone est assez proche de celle d'un filtre, on peut alors obturer les fissures dans le masque ou colmater les infiltrations à

state (usually 2.2 to 2.4 t/m<sup>3</sup>), shearing at low confining pressures always requires significant dilation with resulting shearing resistance in excess of 45° (43).

The face-supporting zone is generally about 4 to 5 m in horizontal width at the top. For higher dams (150 m) it may increase moderately in width to the bottom of the dam as a function of the hydraulic head. For high dams in narrow canyons with very steep abutments, such as Golillas dam (33), where below the perimeter joint the water load is transmitted through a higher column of rockfill and where continuous opening of the relief joints at the abutments should be expected (44), it is wise to flare this zone at the abutments in order to provide a wider semi-impervious zone that could reduce leakage should a perimeter joint leak develop. The reduction of segregation by the use of a graded finer material, as already described, is specially important at the abutment contact. Each layer is usually placed in 40-50 cm thickness and it is compacted both along the horizontal plane and on the sloping plane. Horizontal compaction is by 4 passes of a 10 t vibratory roller. On the face a special treatment is required as will be described later.

Some of the benefits of the adoption of this special face slab supporting zone are :

*a)* The zone acts as a semi-pervious barrier (at the lower end of the semi-pervious range) assuring that the total leakage through the dam cannot be large, even if large cracks develop in the concrete slab, which may occur from strong earthquake shaking. It also makes the dam completely safe even in case there were no concrete slabs on the upstream face because the amount of water that can percolate through this zone is far less than the rockfill capacity to carry away seepage safely (45). This is a very important advantage over the ECRD in regards to river diversion during construction because it allows the dam to act as its own cofferdam with a lower upstream cofferdam to permit riverbed toe slab construction and grouting. The latter is designed to divert floods with lower average return period risk than for an ECRD cofferdam. An upstream portion of the dam, in the shape of a dam cross-section, should be raised at the maximum possible rate to such an elevation as to guarantee diverting a design flood with a higher average return period adopted for this stage of the partially completed dam. If conditions of flash-flooding or year-round flooding prevail, reinforced rockfill should be considered for the downstream slopes (36). A recent example of this approach is given in References (1, 7). Where it is intended to use the dam as its own cofferdam the possible adverse effects of flood sediment on the design properties of the rockfill need to be allowed for.

*b)* The material is easy to trim to an accurate profile, thereby avoiding excess concrete and providing a more uniform support for the face slabs. This translates to important savings in concrete.

*c)* Since the grading of this zone is now closer to a filter grading, it permits sealing leaks through cracks in the face slab or through joints by underwater



travers les joints, à l'aide de silt ou de sable fin non lavé, appliqué sous l'eau sur la fissure. La réparation se fait rapidement et sans avoir à abaisser le niveau de la retenue. C'est ce que l'on a fait avec succès en 1984 au grand barrage de Shiroro (130 m), au Nigéria (46). Alors que l'on mettait la retenue en eau pour la première fois, des fuites ont été observées à l'aval, provenant de fissures du masque en béton, près de sa jonction avec le socle de pied, et atteignant un débit maximal d'environ 1 600 l/s. En déversant du sable silteux aux endroits où se trouvaient les fissures (100 % passant le tamis n° 8, 30 % passant le tamis n° 200), on a pu réduire le débit de percolation à 100 l/s. Il s'agit là d'un avantage remarquable des BEMB par rapport aux BENT. Plus récemment, en 1986, il s'est produit une fissuration dans le grand barrage de Khao Laem (130 m), en Thaïlande, après deux ans d'exploitation sans problème. En juillet 1986, l'inspection du masque a révélé des fissures dans les dalles situées au voisinage de l'arête rocheuse qui divise en deux le remblai en enrochement (47, 48). Ces fissures s'étendaient du haut en bas du masque et avaient une largeur maximale de 0,8 mm; elles provenaient du tassement différentiel qui s'était produit entre la partie épaisse de l'enrochement, de chaque côté de cette arête, et l'enrochement situé au-dessus de celle-ci (Fig. 10 de la réf. 47). Les fissures ont été colmatées à l'aide d'un mélange composé de particules inférieures à 0,80 mm (tamis n° 20) contenant 30 % de particules inférieures à 0,074 mm (tamis n° 200).

La zone 2 fait l'objet du traitement suivant :

Comme un rouleau vibrant ne peut pas se déplacer près du bord du talus amont, cette zone externe ne peut pas être compactée suffisamment par compactage horizontal. La zone d'appui du masque est plane et présente une surface ferme après compactage du parement amont. Cependant, elle est sujette à l'érosion lors de grosses pluies et au desserrage causé par les allées et venues du personnel de chantier chargé de mettre en place les coffrages, le ferrailage et de couler le béton. Il existe, le long du socle de pied, un endroit qui peut être soumis à une importante érosion, causée par de forts ruissellements (11), et où l'eau tend à s'accumuler. On peut la dériver de temps en temps et prévoir une protection contre l'érosion, à l'aide de mortier. La préparation du parement amont consiste tout d'abord à en régler la surface entre 50 et 150 mm du plan prévu, pour tenir compte du compactage ultérieur; puis 2 à 4 passes sont effectuées par un rouleau de 10 tonnes, sans vibration, mais avec arrosage d'eau. Ensuite, on applique en surface une émulsion à base de bitume à prise rapide, à raison de 2 à 4 litres par m<sup>2</sup>. Immédiatement après, du sable fin est épandu sur la surface, à l'aide d'une machine à projeter du béton. Ensuite, la surface est compactée par 4 passes montantes du rouleau de 10 tonnes à plein régime de vibration. Cette méthode a l'avantage d'appliquer tout l'effort de compactage après que le parement a été protégé. Suivant les résultats des essais de compactage, on peut la modifier pour appliquer tout l'effort de compactage avant l'étanchement (49). Au lieu d'émulsion bitumineuse, du béton projeté a été employé dans d'autres barrages, comme ceux de Golillas et de Salvajina (11, 33). L'épaisseur totale de béton projeté était de 4 cm, et la taille maximale des granulats était de 19-9 mm.

Plus récemment, au barrage de Batang Ai, à Bornéo (50), le compactage final du talus amont a été effectué à l'aide d'un engin à plaque vibrante de 1,4 m × 0,9 m monté sur excavateur. Des essais avaient permis de conclure que 6 passes d'un rouleau vibrant de 7 tonnes sur des couches horizontales de 250 mm d'épaisseur et 10 secondes de vibration sur la surface inclinée produiraient une densité plus élevée que le rouleau vibrant de 7 tonnes en passes montantes sur le talus. Cette méthode présente le grand avantage qu'on peut compacter une petite surface et la protéger

placement of silt or dirty fine sand over the leak. The repair can be done expeditiously and without lowering the reservoir. This was successfully done in 1984 at the 130 m high Shiroro dam in Nigeria (46). When the reservoir was being filled for the first time, leakage emerged downstream coming through cracks in the concrete face, near the junction of the face slab and the foundation toe slab, reaching a maximum of about 1 600 l/s. By dumping silty sand at the crack locations (100 % passing No. 8 sieve; 30 % passing No. 200 sieve) leakage was successfully reduced to 100 l/s. This fact constitutes a remarkable advantage of the CFRD over the ECRD. More recently, in 1986, a crack incident occurred at the 130 m high Khao Laem dam in Thailand, after two years of successful operation. In July 1986, inspection of the face slab revealed cracks in those slabs located in the vicinity of the high rock ridge which divides the rockfill embankment in two distinct sections (47, 48). The cracks ran approximately up and down the face slab with a maximum width of 0.8 mm and they were originated due to differential settlement between the deeper rockfill on each side of the ridge and the rockfill above the ridge (Fig. 10 of reference 47). The cracks were sealed with a well mixed material composed of particles less than 0.80 mm (No. 20 sieve) containing 30 % smaller than 0.074 mm (No. 200 sieve).

The special treatment of face Zone 2 is as follows : since the vibratory roller cannot travel near the edge of the upstream slope, this external zone cannot be efficiently compacted by the horizontal compaction coverage. The face supporting zone is smooth and presents a firm surface after face compaction. However, it is subject to erosion by heavy rainfall and to loosening from workers setting forms, reinforcement, and placing concrete. A location subject to possible severe erosion caused by swift flowing run-off (11) is along the toe slab, where water is concentrated. Water can be diverted at intervals into the toe slab and a mortar protection against erosion can be used. The preparation of the upstream face consists firstly of trimming it to within 50 to 150 mm of the design plane to provide an allowance for subsequent face compaction. Then, 2 to 4 passes of a 10 t roller are given without vibration, with water addition. This is followed by surface application of quick curing asphaltic emulsion to the surface at a rate of 2 to 4 l/m<sup>2</sup>. Immediately after, fine sand is sprayed on the surface using a shotcrete machine. Next, the surface is compacted with four up-slope passes of the 10 t roller with full vibration. This procedure has the advantage of applying the full compaction effort after the face is protected. Depending on compaction trials, however, the procedure may be altered to apply the full compaction effort prior to sealing (49). Instead of asphaltic emulsion, shotcrete has also been used in other dams such as Golillas and Salvajina (11, 33). Shotcrete total thickness has been 4 cm, with 19-9 mm in maximum size.

More recently, at Batang Ai dam on the island of Borneo (50), the final compaction of the upstream slope was made using a 1.4 m by 0.9 m vibrating plate compactor mounted on the excavator. It was concluded after trials that 6 passes of a 7 t vibratory roller on 250 mm thick horizontal layers and 10 seconds of plate vibration on the sloping surface would produce a higher density than the 7 t vibratory roller pulled up the sloping face. This method has the great advantage that a small area can be compacted and protected to prevent erosion in high tropical

contre l'érosion dans les régions de pluies tropicales abondantes. Le rouleau vibrant cheminant sur le parement exige au moins 9 m de longueur de pente pour travailler et la surface partiellement achevée reste sans protection pendant quelque temps. Par contre, l'engin à plaque vibrante peut compacter le parement et assurer une protection complète avec seulement 3,5 m de longueur de pente. La méthode n'exige que peu de surépaisseur de béton et s'est avérée très souple et très efficace dans la zone voisine du socle de pied. Elle a été employée aussi en Californie, au barrage de Balsam Meadow récemment achevé (octobre 1986), avec d'excellents résultats et seulement 5 cm de surépaisseur de béton. Étant donné sa nouveauté, il faudra avoir recours à des spécifications de performance plutôt qu'à des spécifications de mode d'exécution, pour les nouveaux barrages, tant qu'on n'aura pas une expérience plus poussée de cette méthode (51).

## 3.2. MASQUE EN BÉTON

### 3.2.1. Dalles du masque

A l'époque où la sous-couche du masque consistait en pierres de grosse taille (15, 16), il fallait prévoir une épaisseur de béton suffisante pour remplir tout vide laissé par l'affaissement éventuel de l'une ou de plusieurs de ces pierres. Pendant de nombreuses années, l'épaisseur fixée pour la dalle a été de 0,30 m au sommet, avec une augmentation d'épaisseur vers le bas à raison de  $0,0067 H$ ,  $H$  étant la hauteur d'eau en mètres. Grâce à la zone d'appui spéciale du masque, décrite en 3.1.2., on dispose désormais d'un support suffisamment uniforme. C'est pourquoi, en passant de la technique de l'enrochement déversé à celle de l'enrochement compacté, on se contente d'une épaisseur théorique du masque de  $0,3 + 0,002 H$  (m) à  $0,3 + 0,004 H$  (m), correspondant à une réduction de 40 % à 70 % de l'épaisseur du béton, c'est-à-dire à une économie substantielle. Le Tableau 1 de l'Annexe A montre l'évolution de l'épaisseur du masque. Il est intéressant de noter qu'en Australie, on prévoit un masque plus mince, mais d'épaisseur constante. Le Tableau 1 indique que les barrages de Mackintosh (75 m), Bastayan (75 m) et White Spur (45 m) ont un masque d'épaisseur uniforme, de 0,25 m, avec épaississement au niveau du joint périmétral, alors que pour celui de Murchison (94 m), achevé en 1982, on avait fixé une épaisseur de 0,30 m. Dans le cas du barrage de Reece, de 122 m de hauteur (barrage de Lower Pieman), achevé en 1986, l'épaisseur du masque est de  $0,30 m + 0,001 H$  (m).

Comme on l'a déjà dit, sous l'effet de la pression hydrostatique, le masque est contraint de suivre les déformations de l'enrochement dans le plan du parement, produisant des déformations par cisaillement dans le remblai. Les déformations dans le plan du parement sont également causées par les changements de température. Au cours de la mise en eau du réservoir, la plus grande partie du masque est mise en compression, mais il existe quelques zones, près de la périphérie, où se développent des déformations de traction. Les déformations dans le plan du masque sont donc indépendantes de son épaisseur et de son imperméabilité, et sa pérennité à long terme devient le problème essentiel. En conséquence, et étant donné le précédent australien, il est raisonnable d'utiliser des dalles ayant une épaisseur constante de 0,25 ou de 0,30 m pour les barrages de hauteur faible ou moyenne (75 m à 100 m) et de prévoir un accroissement d'épaisseur d'environ  $0,002 H$  pour les barrages de grande hauteur.

rainfall areas. The vibratory roller working on the face requires at least 9 m of slope length to work and the partially completed face must stand for sometime without protection. Instead, the vibratory plate compactor can compact the face and allow protection to be completed in 3.5 m of slope length. The method resulted in little excess concrete being required in the face slab and appeared more flexible and effective in the area adjacent to the toe slab. This approach was also used in the recently completed (October, 1986) Balsam Meadow dam in California with excellent results and only 5 cm of excess concrete. On account of the newness of the method, in specifying this procedure for new dams a performance rather than a method specification might be more appropriate until more experience is obtained (51).

## **3.2. CONCRETE FACE**

### **3.2.1. Face Slab**

With the early practice of placing large stones under the face slab (15, 16) it was required to provide sufficient concrete thickness to span any gap left by the subsidence of one or more of such stones. For many years the design thickness of the face slab was established as 0.30 m at the top and increasing below at a rate of  $0.0067 H$ , where  $H$  is the head of water in meters. With the adoption of the special face-supporting zone described in 3.1.2., a reasonably uniform slab support is provided. Therefore, with the change from dumped to compacted rockfill the design thickness has been in the range of  $0.3 + 0.002 H$  (m) to  $0.3 + 0.004 H$  (m), which means a decrease in concrete thickness between 70 % and 40 %, and greater economy. Table 1 included in Appendix A shows the evolution in the design thickness of the slab. It is interesting to note the Australian practice of providing a thinner slab of constant thickness. Table 1 shows that Mackintosh (75 m), Bastayan (75 m) and White Spur (45 m) have used a uniform thickness of 0.25 m, with thickening at the perimeter joint, while for Murchison (94 m), completed in 1982, the thickness was set at 0.30 m. For the 122 m high Reece dam (Lower Pieman dam), completed in 1986, the design thickness is  $0.30 m + 0.001 H$  (m).

As previously mentioned, under hydrostatic load the face slabs are constrained to follow the rockfill strains in the plane of the face by the development of shear strains within the rockfill. The strains in the plane of the face are also caused by temperature changes. During reservoir filling, most of the face goes into compression but there are some areas near the perimeter where tensile strains develop. The strains in the plane of the face are, therefore, independent of its thickness and watertightness and long term durability becomes the main consideration. Based on this consideration and the Australian precedent it may be reasonable to consider slabs with constant thickness of 0.25 or 0.30 m for dams of low and moderate height (75 to 100 m), and to use an incremental thickness of about  $0.002 H$  for high dams.

### 3.2.2. Armatures du socle et du masque

La pratique normale, jusqu'à récemment, était d'armer les dalles du masque et les socles en béton. Pour ces derniers, une nappe supérieure et une nappe inférieure d'armature étaient employées dans la plupart des anciens socles, de même que dans certains plus récents. Cependant, la tendance actuelle est de ne conserver que la nappe supérieure, comme armature de dilatation thermique et cavalier d'injection. Le but de cette armature, à part son utilisation comme cavalier d'injection, est de réduire la fissuration à des fissures très fines, ne portant pas à conséquence; ainsi, il suffit de 0,3 % d'armature d'acier dans chaque direction, à 10 ou 15 cm de la surface du béton. Des aciers sont ajoutés localement, à proximité des waterstops, pour éviter l'épaufrage du béton avant la mise en eau, après laquelle le joint périmétral s'ouvre et compense légèrement l'effort responsable de l'épaufrage, qui disparaît. De plus, en l'absence d'une couche d'armature au niveau de la fondation, le rocher et le béton deviennent plus compatibles en cas de léger mouvement de la fondation après la mise en eau. Le nettoyage et la mise en place du béton sont également facilités.

Auparavant, le taux d'armature du masque était arbitrairement fixé à 0,5 % de l'épaisseur du béton, dans chaque direction, pour tous les barrages en enrochement déversé, ayant une hauteur de 50 m à 110 m. La fonction de cette armature était, pensait-on, non seulement de prévenir la fissuration due au retrait thermique et à la prise, ou à d'autres contraintes de traction dans le plan du masque, mais aussi de s'opposer aux moments de flexion pouvant se produire à cause de variations locales de la déformation volumique de l'enrochement sous-jacent.

L'observation du comportement des barrages modernes montre que la plus grande partie du masque est sous compression biaxiale et que les contraintes de traction, qui apparaissent près du pied, près de la crête et à proximité de la périphérie, sont très faibles et tendent à se dissiper avec le temps. Cela est vrai même pour les BEMB en enrochement déversé, comme le barrage de Lower Bear River (52). Au barrage de Cethana, quelques mois après son achèvement, la plus grande partie du masque était en compression (53) et, après dix ans de service, la déformation maximale en compression était de  $400 \times 10^{-6}$  (5, 24), bien en dessous de la plage de rupture du béton, qui s'étend entre 1 000 microdéformations (\*), en cas de mise en charge rapide, et 3 000 microdéformations, en cas de mise en charge progressive. A Salvajina, les déformations mesurées dans le sens de la pente, près de la crête et du pied, sont pratiquement nulles, en accord avec le fait que les cisaillements se produisent entre le masque et le remblai de matériaux roulés sous-jacent. Le reste de la dalle subit des déformations en compression, dont la valeur maximale est de 150 microdéformations (12). Cette déformation très modeste, en compression vers le bas, dans un barrage d'une hauteur de 148 m, résulte directement du module de déformation élevé du remblai de matériaux roulés.

Dans les premiers BEMB en enrochement déversé, comme ceux de Paradela, de Salt Springs et de Courtright, il se produisait une fissuration dans les dalles inférieures, lorsque le masque s'appuyait sur des blocs de grande dimension, ce qui est le cas de la partie la plus basse d'un enrochement déversé. Dans les BEMB

---

(\*) Une microdéformation est une déformation unitaire de  $10^{-6}$ .

### 3.2.2. Toe Slab and Face Reinforcement

It has been usual practice to place reinforcement in the face and toe slabs. For the latter a top and bottom layer of reinforcing has been used in most earlier toe slabs and in some recent ones. However, the current trend is to use the top layer only as temperature steel and grout cap reinforcing. The purpose of the reinforcement after its use as a construction grout cap is to reduce cracking to inconsequential hairline cracks only, and thus 0.3 % steel each way located 10 to 15 cm clear of the concrete surface is adequate. Local steel is added near the waterstops to prevent spalling prior to reservoir filling, after which the perimeter joint opens and offsets moderately and the spalling loading disappears. Additionally, with no lower layer of reinforcement at foundation level, the rock and the concrete are more compatible in the event of slight movement of foundation upon reservoir filling. Also, the clean up and concrete placement is improved.

Previously, face reinforcement was arbitrarily set at 0.5 % of the design thickness in each direction for all dumped rockfill concrete face dams of 50 m to 110 m in height. The function of the steel was then thought not only to prevent cracking due to thermal and drying shrinkage or other tensile stresses in the plane of the face, but also to take any bending moments that could arise from local variations in the compressibility of the underlying rockfill.

Monitoring of the performance of modern dams has demonstrated that most of the face is under biaxial compression and that tensile stresses that develop near the toe, the crest and close to the perimeter are very small and tend to dissipate with time. This was true even for dumped rockfill concrete face dams as implied in the performance record of the Lower Bear River dam (52). At Cethana dam, a few months after completion, most of the face was under compression (53) and after 10 years of service the maximum compressive strain was 400 microstrains or unit deformation (\*) (5, 24), well below the failure range for concrete, which is between 1 000 microstrains for rapid loading and 3 000 microstrains for gradual loading. At Salvajina, close to zero concrete face tensile strains were measured in the downslope direction near the crest and toe, in agreement with the development of shear strains between the concrete face and the underlying gravel fill. The rest of the slab is under compressive strain, whose maximum value is 150 microstrains (12). This very modest maximum compressive strain in the downslope direction for a dam 148 m high is directly attributable to the high deformation modulus of the gravel fill.

On the high early concrete faced dumped rockfill dams, such as Paradela, Salt Springs, Courtright, there was cracking in the lower slabs where the face was backed up by large rocks which occur in the lower zone of a dumped rockfill. In the modern generation of CFRDs with compacted rockfill, both under the face and in the body

---

(\*) Microstrain = unit deformation =  $10^{-6}$ .

récents, dont l'enrochement est compacté non seulement sous le masque, mais encore dans le corps du barrage, aucune fissuration importante ne s'est produite. Le module de déformation volumique de l'enrochement compacté est près de 3 à 8 fois plus élevé que celui de l'enrochement déversé. De plus, la zone 2 épaisse actuellement adoptée est homogène et donc beaucoup moins compressible. C'est pourquoi la nécessité de répartir la charge est beaucoup moins impérative pour cette zone 2 actuelle associée à un enrochement compacté. Il est donc techniquement justifié d'estimer que la valeur traditionnelle de 0,5 % d'armature est excessive, puisqu'il ne s'agit que d'une armature de répartition, et que l'on peut sans inconvénient réduire la proportion d'acier à 0,35 %-0,40 % de la section théorique dans chaque direction (58 à 65 kg/m<sup>3</sup> contre 80 kg/m<sup>3</sup> utilisés antérieurement). Cette plus faible valeur est acceptable pour les barrages dont la hauteur est inférieure à 165 m, ou pour les barrages en matériaux roulés compactés dont le module de déformation volumique est beaucoup plus élevé que celui de l'enrochement compacté (345 à 690 MPa pour les matériaux roulés et 70 à 230 MPa pour l'enrochement).

La première exception à la valeur classique de 0,5 % d'armature a été une réduction à 0,4 %, à Areia et à Golillas. A Salvajina, on a utilisé 0,32 % pour le socle, mais 0,4 % dans la dalle de raccordement entre le pied et le masque, à cause de la proximité du joint périmétral, ainsi que dans les dalles latérales correspondant aux zones de traction proches des appuis. En ce qui concerne les dalles centrales, qui sont en compression, on a retenu 0,35 % d'armature (10, 12).

Les armatures mises en place pour s'opposer à l'épaufrage du béton au niveau des waterstops sont employées depuis la construction du barrage de Las Piedras, en Espagne, en 1967. Dans ce barrage, toute la mise en place de l'enrochement s'est faite sans arrosage, l'approvisionnement en eau étant insuffisant. Le barrage a été submergé au cours des travaux, ce qui a causé un tassement excessif de l'enrochement. Le joint périmétral était en compression pendant la construction, en particulier au-dessus du waterstop central; après le tassement de l'enrochement, ce joint s'est comporté comme un joint d'articulation et, en l'absence d'armature, le béton s'est écrasé sur les bords du socle et du masque, au-dessus du waterstop central. On a réussi à réparer le joint en ajoutant une armature contre l'épaufrage. Comme l'épaufrage du béton ne devrait pas se produire au-dessous du waterstop central en PVC, les armatures anti-épaufrage dans le socle ne sont nécessaires qu'au-dessus de ce waterstop (57).

### 3.2.3. Joints

Du fait que l'on utilise la méthode de l'enrochement compacté disposé en couches et que le module de l'enrochement compacté est élevé, le système de joints a été grandement simplifié en abandonnant les joints horizontaux et les dalles articulées entre le socle et le masque. La conception actuelle ne comporte que des joints secs verticaux et le joint périmétral. Les joints horizontaux, à l'exception des joints de reprise indispensables, ont été supprimés.

Comme la plus grande partie du masque est en compression, la pratique actuelle est de réduire, autant que possible, le nombre de joints verticaux entre les dalles. Un espacement de 12 à 18 m entre les joints, 15 m étant l'espacement le plus habituel, peut être adopté en tenant compte de facteurs pratiques comme le poids du coffrage glissant, la dimension des treuils, la méthode et le rythme de livraison du béton, ainsi que la proportion de la surface totale occupée par les dalles de départ. Il faut aussi

of the dam, no significant cracks have occurred. The modulus of compressibility is nearly from 3 to 8 times higher for the compacted rockfill. Also, the thick Zone 2 presently used is reliably homogenous and consequently more uniform as well as much less compressible. Therefore the requirement for bending moment capability to distribute load is substantially less for the combination of the modern Zone 2 and compacted rockfill. It is, therefore, sound engineering to think that the traditional 0.5 % is excessive just for distribution steel and it is convenient and acceptable to reduce the steel proportion to the range of 0.35 % to 0.40 % of the theoretical section each way (58 to 65 kg/m<sup>3</sup> against 80 kg/m<sup>3</sup> used previously). The lower percentage is a reasonable reinforcement for dams less than 165 m high or for compacted gravel dams, whose modulus of compressibility is much higher than for compacted rockfill (345-690 MPa for gravel in comparison to 70-230 MPa for rockfill).

The first departure from the traditional 0.5 % reinforcing steel was a reduction to 0.4 % at Areia and Golillas. At Salvajina 0.32 % was used for the toe slab, but 0.4 % for the connecting slab between the toe and the face slab because of its closeness to the perimeter, as well as in the outer face slabs in the tension areas close to each abutment. For the inner slabs, which are under compression, 0.35 % was used (10, 12).

The anti-spalling steel provided at the cutoff waterstop face has been in use since Las Piedras dam construction in Spain, 1967. At this dam all rock placement was without water addition, because it was not readily available. This dam was overtopped during construction, which caused excessive settlement in the rockfill. Since the perimetric joint is under compression during construction, especially above the center waterstop, upon settling of the rockfill, this joint behaved as a hinged joint which without the reinforcement the concrete crushed at the edges of the toe slab and face slab above the center waterstop. The joint was successfully repaired adding the anti-spalling steel. Since spalling should not occur below the PVC central waterstop, anti-spalling bars in the toe slab are only required above this waterstop (57).

### 3.2.3. Joints

In view of the use of compacted rock placed in layers and the high compacted rockfill modulus, the joint system has been largely simplified, abandoning the horizontal joints and the hinged slabs between the toe slab and the face slabs. Present design includes only the vertical cold joints and the perimeter joint. Horizontal joints, except for construction purpose, have been omitted.

Since most of the face slab is in compression, present practice is to reduce in number, as much as construction considerations permit, the vertical joints between slabs. A 12 to 18 m joint spacing, 15 m being the most commonly used, may be adopted after consideration of practical factors such as the weight of the slip form, the size of winches, the method and rate of delivery of concrete, and the proportion of the total surface area occupied by the remaining starter slabs. It must also be



considérer que plus l'espacement entre les joints verticaux est grand, plus grande est la probabilité que des fissures de retrait se produisent, quoique celles-ci soient considérées comme étant sans importance. De plus, les joints verticaux avec matériau de remplissage compressible ont été modifiés; ce sont maintenant des joints secs recouverts d'une couche de bitume. On estime, par ailleurs, que la faible ouverture du joint périmétral dans les barrages récemment construits est une conséquence directe de l'élimination du matériau compressible dans tous les joints verticaux; ce sont maintenant de simples joints bord à bord enduits de bitume. Le Tableau 2 indique les déplacements maximaux du joint périmétral de quelques barrages. On sait que les déplacements importants observés à Anchicaya, à Shiroro, à Reece et à Golillas sont attribués à des causes inhabituelles (54, 55, 56, 33).

Aucun joint horizontal n'a été conservé, sauf les joints de construction secs traversés par l'armature. Historiquement, lorsqu'on adoptait des joints horizontaux non traversés par l'armature, mais munis de waterstops, il était difficile d'obtenir du béton de bonne qualité autour de ces derniers et, parfois, comme il n'était pas possible d'accepter des moments de flexion sans armature, tout léger mouvement de rotation combiné à la compression entraînait l'épaufrage du béton par compression localisée sur le bord du joint.

La Fig. 3 représente le détail d'un joint de construction horizontal type. Au cours des travaux de construction, il faut prendre particulièrement soin de rendre ce joint étanche. Si la construction et l'inspection sont défectueuses, le joint peut être la cause d'infiltrations. Toute formation d'alvéoles au niveau du joint doit être éliminée et le béton brut au-dessous de l'armature doit être nettoyé. La mise en place de béton vibré avec tout son mortier au-dessus du joint doit être exécutée soigneusement, car les gros granulats tendent à migrer vers le bas. Le coffrage ne doit pas commencer plus haut que le bord du joint, mais exactement à son niveau, afin que l'on puisse vérifier que le béton bien vibré, avec tout son mortier, est bien en contact avec le joint.

Dans le passé, certains cahiers des charges exigeaient que le remblai soit pratiquement achevé avant de commencer la construction du masque en béton, ce qui explique l'absence de joints de construction horizontaux. On pensait que l'enrochement mis en place postérieurement entraînerait des déplacements préjudiciables dans la partie déjà bétonnée du masque. L'expérience indique que ces mouvements sont faibles et acceptables, et l'on considère actuellement que les joints de construction horizontaux traversés par l'armature sont sûrs et étanches, même sans waterstop, ni remplissage de mastic (IGAS ou similaire). Il est important que l'armature les traverse afin que la dalle puisse fléchir modérément et ne pas avoir tendance à s'épaufrer.

Le masque en béton du barrage de Salvajina a été construit en trois étapes (11). Cette séquence de travaux a démontré qu'il était acceptable de couler le béton, aux niveaux intermédiaires, à mesure que la construction du remblai progressait. Le masque en béton de la première étape de construction avait une hauteur de 62 m et a été réalisé, à l'épaisseur prévue, sur la surface d'appui compactée. La mise en place du remblai à l'arrière et 35 m au-dessus de cette première partie a causé un déplacement de 5,2 cm perpendiculairement au masque, à son bord supérieur, et de 1,5 cm seulement, 16 m plus bas. La mise en place des 43 derniers mètres de remblai, jusqu'au joint avec le parapet, a entraîné un mouvement perpendiculaire de 8,1 cm, 4,4 cm et 0,5 cm respectivement au sommet de la deuxième phase de bétonnage, à 11 m et à 50 m plus bas. Ces faibles déplacements n'ont pas eu d'effet préjudiciable

considered that the larger the spacing between vertical joints, the greater the likelihood of shrinkage cracks, although they are considered to be unimportant. Additionally, vertical joints have changed from having a compressible filler to plain butt cold joints painted with asphalt. The small magnitude of perimeter joint opening in recently constructed dams is considered to stem directly from the specific omission of the compressible filler in all vertical joints. Table 2 gives the maximum perimeter joint movements for several dams. Anchicaya, Shiroro, Reece and Golillas high movements are known to be from special causes (54, 55, 56, 33).

No horizontal joints, except cold construction joints with steel passing through, are used. Historically, when horizontal joints were used without reinforcement going through and with waterstops it was difficult to obtain good quality concrete around the waterstops and, on occasion, as no bending moment could be taken without reinforcement, any mild rotation combined with compression caused spalling by compression concentrating on the edge.

The typical horizontal construction joint detail is indicated in Fig. 3. Special care must be exercised during construction to make this joint impervious. Poor construction and inspection may result in leakage at this joint. Any honeycomb at the joint must be chipped out, and the rough concrete below reinforcement adequately cleaned. Placement of vibrated concrete with all its mortar above the joint must be carefully done, since the coarse aggregate tends to roll down. The slip form should not start over the joint but right at its edge in order to see that well vibrated concrete, with all its mortar, contacts the joints.

Some specifications in the past conservatively requested that the embankment must be virtually completed before commencing the concrete face slab and, thus, the omission of horizontal construction joints. A concern was that subsequently placed rockfill would cause detrimental movement of early placed concrete face. Experience indicates that the movements are small and acceptable and it is presently considered that horizontal construction joints with reinforcement going through are safe and watertight, without the use of waterstops of IGAS mastic filler. It is important that the steel goes through in order that the slab can bend moderately and not have a tendency to spall.

The concrete face for Salvajina Dam was built in three stages as reported (11). This sequence of construction proved the acceptability of the method to place concrete to intermediate levels as fill placement proceeds. The first stage concrete face was 62 m high and was constructed to the design thickness on the existing compacted surface. The placement of fill behind and 35 m above the first stage resulted in 5.2 cm movement normal to the slab at its upper edge and only 1.5 cm at an elevation 16 m below it. Raising the fill the last 43 m, up to the joint with the parapet wall, caused a normal movement of 8.1 cm, 4.4 cm, and 0.5 cm at the top of the second stage concrete and at elevations 11 m and 50 m below respectively. These small movements resulted in no adverse effect on the concrete face. The ability of rockfill to transmit load to the concrete slab due to movements parallel to the face

pour le masque en béton. La capacité de l'enrochement à transmettre la charge au masque, en raison de mouvements parallèles au parement, est fonction de la pression de l'eau sur la dalle. En l'absence de pression hydrostatique, ou si cette pression est faible, il n'est pas possible de provoquer de cisaillement appréciable sous le masque et l'enrochement s'ajuste sans transmettre beaucoup d'efforts aux dalles. Un autre exemple intéressant de construction d'un masque en béton par étapes est celui de Foz do Areia (8).

Il était autrefois stipulé que les reprises de bétonnage du socle devaient coïncider avec l'emplacement des joints verticaux. Cette prescription a été modifiée et l'expérience démontre que ces joints peuvent se trouver n'importe où. Le socle de pied du barrage de Salvajina a été coulé en longueurs appropriées à la topographie du rocher excavé, et au gré de l'Entrepreneur; l'armature traverse les joints, qui ne comportent pas de waterstop (10). On économise ainsi sur le béton, on évite d'avoir à installer des waterstops, ce qui réduit d'autant les frais de construction.

Les joints de contraction verticaux finissent perpendiculairement au joint périmétral ou au plan du masque. Toute obstruction localisée gênant le mouvement du masque dans la même direction que la charge hydrostatique doit être éliminée. La charge hydrostatique agissant sur le masque doit se transmettre directement à l'enrochement. En Australie, on a pris l'habitude (24) de prévoir une épaisseur minimale (0,9 m) d'enrochement entre le dessous du masque et la fondation rocheuse. Une légère déformation en compression de cet enrochement sous l'effet de la pression hydrostatique empêche tout moment de flexion significatif de se produire dans le masque, à proximité du socle.

Par ailleurs, il est également important de prescrire une épaisseur maximale d'enrochement du côté aval du socle, car une épaisseur importante d'enrochement compressible dans cette zone produira des déplacements verticaux plus importants que la normale (33, 55) au détriment des waterstops, le long du joint périmétral, lors de la mise en eau. Cela est particulièrement important dans les vallées aux versants très escarpés où cette recommandation serait très difficile à suivre, car elle exigerait un très gros volume d'excavation pour le socle de pied. Il semble que ce type de morphologie exige une conception différente du joint périmétral. Dans les vallées très étroites, ce joint peut subir des déplacements perpendiculaires au masque (tassement), beaucoup plus importants que ceux parallèles à celui-ci (ouverture), capables d'arracher facilement les waterstops. Dans les vallées larges, il serait souhaitable de mettre en place une épaisseur d'enrochement d'environ 1 m, à l'aval du socle.

Les appareils d'auscultation équipant les BEMB et les BENT permettent une meilleure compréhension qu'auparavant des mouvements et des déformations des remblais au cours de la construction et de la mise en eau, ainsi que des causes et des conséquences de ces mouvements. En ce qui concerne les BEMB, les déformations en compression se produisent au cours de la construction sur plus de 90 % du parement, en raison du tassement de l'enrochement. Au moment du remplissage de la retenue, en raison de la composante latérale du déplacement de l'enrochement vers le centre de la vallée, on constate une nette tendance à la fermeture des joints verticaux des dalles centrales et à l'ouverture du joint périmétral et des joints qui se trouvent à proximité des appuis latéraux. Lorsque la charge hydrostatique croît, le masque s'éloigne du socle de pied. C'est en raison de ce comportement que l'on a mis au point les joints des BEMB modernes, décrits ci-dessous.

is a function of the water pressure on the slab. With no or small water load it is not possible to develop much shear under the slab, and the rock readjusts without transmitting much load to the slabs. Another good example of staged concrete face construction is given for Foz do Areia in (8).

Concrete pours for the toe slab have been previously specified to coincide with the vertical joint location. This has been changed and experience demonstrates that joints can be anywhere. Salvajina toe slab was poured in lengths suitable to the excavated rock topography and to the Contractor's convenience with reinforcing going through the joints and without waterstops (10). This saves concrete, avoids waterstops and reduces costs.

The vertical contraction joints are terminated perpendicular to the perimeter joint or to the plane of the face slab. Any local obstruction impeding the face slab movement in the direction of the hydrostatic loading should be removed. The hydrostatic loading acting on the face should be transmitted directly, without interference, to the rockfill. It has been Australian practice (24) to provide a minimum thickness (0.9 m) of rockfill between the underside of the face slab and the rock foundation. Moderate compressive deformation of this rockfill under water load prevents any significant bending moments developing in the face slab adjacent to the plinth.

On the other hand, it is equally important to specify a maximum thickness of rockfill on the downstream side of the plinth, because a large thickness of compressible rockfill in this zone will be associated with greater vertical offsets than normal (33, 55) that will affect the waterstops along the perimeter joint upon reservoir filling. This is especially important in very steep canyons, where this recommendation is very difficult to follow as it would require very large excavation for the toe slab. It seems that for this type of morphology a different design for the perimeter joint is required. In very narrow canyons the perimeter joint can suffer movements normal to the face (settlement) much larger than those parallel to it (opening) and therefore waterstops can be easily torn off. In wide valleys, it would be desirable that the rockfill depth on the downstream side of the plinth be about 1 m.

Instrumentation of both ECRDs and CFRDs has allowed a better understanding of the embankment movements and strains during construction and reservoir filling, and the causes and consequences of such movements. For the CFRD, compressive strains develop during construction in more than 90 % of the face due to rockfill settlement. Upon reservoir filling, due to the lateral component of rockfill movement towards the center of the canyon there is a clear tendency for the central face vertical joints to close and for the perimeter joint and those joints in the proximity of the abutments to open. When the water load is applied the face slab pulls away from the toe slab. Bearing in mind this behaviour, the joint details for the modern CFRD have been developed, as described below.

Les détails du joint périphérique et des joints de masque verticaux sont reproduits dans les Fig. 5 A et 5 B. Le joint périphérique est celui qui exige le plus d'attention. Ce joint non seulement s'ouvre au cours de la mise en eau en raison du tassement du remblai, mais aussi se déplace dans les deux autres directions : perpendiculairement au parement en raison du tassement de l'enrochement, et parallèlement à lui-même en raison du mouvement de cisaillement du masque. Comme le mouvement le plus important se produit le long de ce joint, on adopte des waterstops doubles, l'un en cuivre ou en acier, situé à la partie inférieure, et un autre en PVC ou en hypalon, placé au centre de la dalle. Ce joint est également muni d'un filler compressible de bois ou de bitume prémoulé pour permettre la rotation, le cisaillement et la compression au cours des travaux de construction (lorsque le joint est en compression), sans épaufrage du béton. Le filler de bois est cloué au socle de pied au-dessus du waterstop en PVC ou en hypalon, et sous le masque, de façon à prévenir la destruction du waterstop en raison de mouvements du masque vers le bas par rapport au socle. Le waterstop double est utilisé pour plusieurs joints verticaux proches de chacun des appuis latéraux et qui pourraient s'ouvrir. La décision, en ce qui concerne le nombre de joints à munir de waterstops doubles, dépend essentiellement de la forme et de la pente des versants de la vallée. En général, on a observé dans d'autres barrages que la zone de traction sur chaque appui se prolonge sur environ 1/3 à 1/5 de la longueur du couronnement. Aucun remplissage n'est prévu dans les joints verticaux, en vue de contrecarrer les effets des mouvements des dalles dans le plan du masque.

Comme les ouvertures dans le joint périphérique, bien que modérées, sont une source d'infiltrations, il est recommandé de prévoir, outre des waterstops doubles, une troisième ligne de défense comprenant un matériau présentant une résistance minimale à l'écoulement et pouvant être entraîné dans les ouvertures de taille moyenne afin de permettre le colmatage des vides plus petits. Un produit à base de mastic s'est avéré capable de s'écouler par ces ouvertures sans présenter de valeur limite minimale de résistance à l'écoulement. Le mastic est disposé en surface sur une rainure pratiquée dans le bord supérieur du joint, de sorte qu'il pénètre dans le joint si celui-ci s'ouvre. Le mastic est recouvert d'une membrane de PVC ou d'hypalon maintenue en place par des cornières d'acier ancrées dans le béton; un grillage encastré dans le mastic l'empêche de s'écouler vers le bas, le long des joints inclinés. La membrane est convexe vers le haut, de façon à contenir un volume suffisant de mastic. Lorsque le joint s'ouvre et que le mastic est poussé dans l'ouverture par la pression de l'eau, la partie supérieure se déplace sans mettre la membrane en tension.

Du caoutchouc à base d'hypalon, au lieu de PVC, a été récemment utilisé au barrage de Khao Laem (47). Ce produit s'est avéré résister aux intempéries et à la détérioration sous l'effet de l'oxygène et de l'ozone; il possède une longévité de 15 à 20 ans; il devrait donc pouvoir durer pendant les premières années d'exploitation d'une retenue, où les déformations les plus importantes se produisent dans un BEMB.

Le remplissage de mastic a été employé avec succès pour la première fois dans le barrage d'Alto Anchicaya, pour colmater des infiltrations importantes qui s'étaient produites le long du joint périphérique au cours de la mise en eau (54).

Pour que le mastic fonctionne comme prévu, il faut que la membrane qui le recouvre soit solidement boulonnée et collée à la dalle du masque pour réaliser un joint étanche contre le béton. De cette façon, la pression de l'eau agit sur la

Details of the perimeter toe slab and face slab joints are shown in Fig. 5 A and 5 B. The perimeter joint is the one that requires the greatest attention. This joint not only opens during reservoir filling due to settlement of the fill but also offsets in the other two directions : normal to the face due to rockfill settlement and parallel to the joint due to shear movement of the face. Because the greatest joint movement occurs along this joint dual waterstops are adopted : a copper or steel waterstop at the bottom and a PVC or Hypalon (trade name for chlorosulphonated polyethylene) waterstop at the center of the slab. This joint is also provided with a compressible wood or premolded asphalt filler to allow for rotation, shear, and compression during construction (when the joint is under compression) without spalling the concrete. The compressible wood filler is nailed to the toe slab above the PVC or Hypalon waterstop and to the face slab below it, as a measure to prevent tearing off the waterstop due to face slab movement downward with respect to the toe slab. The dual waterstop is used for several vertical joints close to each abutment that may open. The decision as to how many joints should have dual waterstop depends mainly on the shape and steepness of the canyon walls. In general, it has been observed in other dams that the tension zone from each abutment is about 1/3 to 1/5 of the crest length. No joint filler is provided in the vertical joints in order to reduce to a minimum the movement of the slabs in the plane of the face.

Since the perimeter joint openings, although moderate, have been a source of leakage, it is advisable to provide in addition to the dual waterstops a third line of defence consisting of a material exhibiting minimum resistance to flow, that would allow it to move into moderate size openings accompanied by definite clogging and stoppage at smaller voids. Mastic filler has been proven to flow through moderate size openings exhibiting no minimum threshold resistance to flow. The mastic is placed on the surface over a groove provided at the upper edge of the joint to assure that the filler will penetrate into the joint as it opens. The mastic is covered with a PVC or Hypalon membrane held in place by steel angles anchored to the concrete and a chicken wire mesh embedded in the mastic prevents its flow downwards along the inclined joints. The covering membrane is convex upward to provide for enough mastic volume. When the joint opens, and the mastic is pushed into the opening by the water pressure, the cover moves without putting the membrane in tension.

Hypalon rubber instead of PVC was recently used in Khao Laem dam (47). Hypalon rubber has proved resistant to weathering and deterioration under attack from oxygen and ozone with a life expectancy of 15 to 20 years, and therefore it should last for the first several years of reservoir operation when the larger movements of the CFRD take place.

The mastic filler was successfully used for the first time in the Alto Anchicaya dam to correct major leaks that developed along the perimeter joint during first reservoir filling (54).

For the mastic to function as intended it is required that the covering membrane be securely bolted down and glued to the face slab to make a dependable watertight seal against the concrete. In this way the water pressure acts on top of the membrane,

membrane en forçant le mastic à pénétrer dans le joint ouvert. Si de l'eau pénètre sous la membrane, la pression hydrostatique peut ne pas agir sur le filler de mastic, parce que l'eau s'écoule dans le joint le long de la surface de contact entre le béton et le mastic. Dans ce cas, ce dernier tendra à se fissurer et à se détacher d'un côté de la surface du béton lorsque le joint s'ouvrira (72). Il est donc bon de traiter le béton autour du joint qui sera en contact avec le mastic, de façon à améliorer son adhérence au béton (57).

Tous les autres joints entre les dalles centrales, qui sont en compression, n'ont que des waterstops en cuivre à la partie inférieure. Dans le cas des barrages de moins de 100 m de hauteur, on pourra utiliser des waterstops en PVC ou en hypalon à la place du cuivre.

Le waterstop primaire est en cuivre ou en acier inoxydable suivant l'agressivité de l'eau. Le waterstop en PVC ou en hypalon, dans le joint périmétral et dans certains joints verticaux, est une protection contre la possibilité d'un défaut ou d'une rupture qui pourrait se produire dans le cuivre ou dans l'acier. Pour diminuer le risque que le béton déchire le PVC lorsqu'une dalle du masque descend par rapport au socle de pied, on utilise soit des morceaux de mousse de polystyrène, soit des cylindres de néoprène, comme l'illustrent les Fig. 5 A et 5 B. Par contre, les joints verticaux du masque n'en sont pas pourvus, car on ne s'attend pas à ce que des mouvements différentiels se produisent dans ces joints. Le waterstop en cuivre est muni d'une nervure centrale pour permettre les mouvements importants de cisaillement entre les dalles adjacentes. Pour empêcher la pression hydrostatique d'aplatir la nervure, celle-ci est garnie d'un noyau de néoprène résistant.

Il est conseillé de mettre en place les waterstops en cuivre ou en acier en bandes continues entre les phases de construction, de façon à éviter autant que possible d'avoir à souder des joints en cuivre sur place; chaque fois que des soudures seront nécessaires, une électrode de fluidité élevée (d'une teneur en argent supérieure à 50 %) devra être employée pour assurer une pénétration parfaite entre les deux plaques de cuivre. Le raccord sur PVC devrait aussi faire l'objet d'un contrôle, pour détecter les trous ou vides éventuels; cela peut être facilement réalisé au moyen d'un contrôleur d'allumage. Une plaque de métal est placée sous le raccordement récemment effectué, de façon à constituer une surface conductrice pour l'étincelle émise par l'appareil. Cette étincelle, à très haute tension (et de faible intensité), effectuera le parcours le plus direct vers la plaque conductrice placée sous le raccord. S'il s'y trouve un vide — trou d'aiguille ou fissure — l'étincelle empruntera ce chemin de moindre résistance et commencera à brûler le matériau autour du défaut en question, désignant ainsi l'endroit où le raccordement est imparfait.

Il faut porter une attention spéciale à l'inspection et au contrôle de tous les joints du masque, de façon à s'assurer de leur conformité avec les dessins de conception, et à garantir une mise en place et un compactage convenables du béton autour des waterstops en vue d'éviter que ne se forment des vides, des alvéoles et une ségrégation du béton, ou autre défaut pouvant entraîner une infiltration au travers du joint. L'inspection soigneuse, compétente et sérieuse de l'exécution est une exigence essentielle.

#### **3.2.4. Béton**

L'utilisation de coffrages glissants pour couler le masque en béton est une conséquence normale de l'élimination du réseau très articulé de dalles du masque.

forcing the mastic into the open joint. If the reservoir water gets under the membrane, the water pressure will not necessarily act on the mastic filler, because the water can seep into the joint along the concrete-mastic contact. In this latter case, the mastic will tend to crack and detach itself on one side from the concrete surface as the joint opens (72). It is convenient, therefore, to treat the concrete around the joint that is going to be in contact with the mastic in order to improve its adhesion to the concrete (57).

All other joints between inner slabs which are under compression have only the copper waterstops on the underside. For dams less than 100 m high PVC or Hypalon waterstops may be used instead of copper.

The primary waterstop is copper or stainless steel depending upon the aggressive nature of the water. The PVC or Hypalon waterstop in the perimeter joint and in some vertical joints is a safeguard against the possibility of a defect or rupture in the copper or steel. To decrease the possibility of the concrete sharp edges tearing off the PVC as the face slab moves down with respect to the toe slab, either styrofoam pieces or neoprene cylinders are used, as shown in Fig. 5 A and 5 B. This detail is not included in the face vertical joints because differential movement is not expected across these joints. The copper waterstop is made with a high center rib to permit large shear movement between adjacent slabs. To prevent external water pressure from squeezing the rib flat, it is filled with a solid neoprene insert.

It is advisable to form the copper or steel waterstops in continuous strips between construction stages to avoid as much as possible copper field splices, and whenever they are required an electrode of high fluidity (silver content greater than 50 %) must be used to ensure full penetration between the two copper plates. The PVC splice should also be inspected for any holes or voids. This can be easily accomplished by means of a spark tester. A metal plate is placed under the freshly made splice to provide a conductive surface for the spark emitted by the spark tester. The spark, which is very high voltage (low amperage), will seek a direct connection with the conductive metal plate placed under the splice. When a void, pinhole or crack is present the spark will find this void, as the path of least resistance distance and will then start burning the material around the void, pinpointing the location of the splice failure.

Rather special attention must be given to the inspection and supervision of every joint of the concrete face, to insure compliance with all the design details and to guarantee adequate placing and compaction of the concrete around the waterstops to avoid voids, honeycombing, and segregation of the mix or any other condition which might lead to leak through the joints. Careful, knowledgeable, and highly responsible inspection during execution is one of the principal requirements.

#### **3.2.4. Concrete**

The use of slip forms for pouring the concrete face is a natural consequence of the elimination of the highly articulated, checker-board pattern of slabs. The



Les dalles de départ trapézoïdales ou triangulaires, formées par la jonction des dalles individuelles avec le socle de pied, sont arasées à la main, avant de commencer les dalles principales, pour former un plan de départ destiné à mettre le coffrage glissant en position. Pour les dalles principales, l'utilisation d'un coffrage glissant mécanisé, continu, de toute la largeur d'une dalle, constitue une pratique courante et normalisée. La réalisation des dalles de départ à l'avance permet de bétonner très soigneusement le joint périmétral du socle. Il est de pratique normale, en fonction du programme d'exécution, de commencer le bétonnage des dalles de départ avant d'avoir achevé la mise en place du remblai jusqu'au niveau de la crête définitive ou un niveau intermédiaire.

Dans les barrages de grande hauteur, il est parfois souhaitable et justifiable économiquement de couler le béton jusqu'à des niveaux intermédiaires, au fur et à mesure de la mise en place de l'enrochement. Cette façon de procéder est satisfaisante et devrait être autorisée par les cahiers des charges. Les Entrepreneurs pourront ainsi planifier leurs travaux et soumissionner en conséquence.

Le bétonnage continu peut être interrompu à des niveaux prévus, lors de changements d'équipes, en cas de pluie abondante, en cas d'arrêt de la fabrication du béton ou pour d'autres raisons. Un joint de reprise de bétonnage (ou joint de construction), traversé par l'armature, est utilisé comme on l'a déjà décrit.

Le bétonnage ne pose pas de problèmes particuliers, mais il faut s'assurer que la mise en place et la vibration du béton sont effectuées avec soin. Une exigence fondamentale est qu'il ne faut pas laisser le coffrage glissant se soulever. Il est recommandé d'avoir une plate-forme de travail dépassant le bord antérieur de la tôle du coffrage d'environ 50 cm, pour éviter de placer le vibreur trop près du coffrage ou sous celui-ci, ce qui pourrait soulever le coffrage. Ce soulèvement peut aussi être causé par une accumulation excessive de béton à l'avant de la tôle du coffrage; on y remédiera en limitant à 25-30 cm la hauteur de la face antérieure du coffrage au-dessus de la surface de la dalle.

La vitesse moyenne d'avancement du coffrage glissant peut atteindre 2 à 5 m/h. Il faut trouver un compromis entre l'affaissement (slump) du béton, la largeur du guide, le poids total du coffrage glissant et le système utilisé pour apporter le béton. La largeur du guide parallèlement à la dalle peut varier entre 30 cm (béton sans affaissement), 1,10 m (affaissement de 5 cm), 1,8 m (affaissement de 10 cm) et plus pour un béton plus plastique. Évidemment, le poids de l'ensemble du coffrage glissant augmente avec la largeur du guide.

On exige parfois que la cure du masque soit maintenue jusqu'à ce que le béton soit recouvert par l'eau montant dans la retenue, de façon à réduire les effets du retrait hydraulique (25). Cette pratique n'empêche pas que se produisent quelques petites fissures horizontales qui ne portent pas à conséquence. Une cure de 28 jours est correcte.

Ordinairement, on précise que la résistance à 28 jours doit être de 20 MPa à 24 MPa avec une dimension maximale de 38 mm pour les granulats. Un béton de résistance plus élevée, c'est-à-dire ayant une teneur en ciment plus forte, n'est pas considéré comme souhaitable, car il serait plus sujet à la fissuration par retrait. Pour les BEMB, l'intégrité et l'imperméabilité sont plus importantes que la résistance. Il est spécifié 5 % d'air entraîné pour renforcer l'imperméabilité et la durabilité du béton. Le béton sans pouzzolane a donné satisfaction à long terme dans de nombreux BEMB; cependant, d'autres caractéristiques requises peuvent nécessiter

trapezoidal or triangular starter slabs of the concrete face, formed by the junction of the individual slabs with the toe slab or plinth, are screeded by hand methods in advance of the main slabs to provide a starting plane for positioning the slip form. For the main slabs the use of a continuous, full-slab-width, mechanized slip form (screed), is now a standard and successful practice. The advance pouring of the starter slabs permits greater care to be taken in concreting the toe slab perimeter joint. It is normal practice, as a convenience for the schedule, to start pouring the starter slabs before the dam fill is completed up to an intermediate or final crest level.

For high dams, it is sometimes desirable and economically justifiable to place concrete to intermediate levels as rockfill placement proceeds. Such stage placement is satisfactory and should be indicated in the specifications to be permissible. The Contractor can then plan and bid accordingly.

The continuous pours may be interrupted at scheduled levels, shift changes, heavy rain, concrete plant breakdown, and other reasons. A construction joint, with reinforcement going through, is used as mentioned before.

Concrete placement does not pose any special problems, but care should be exercised to ensure its careful placement and vibration. A fundamental requirement is that the slip form should not be allowed to lift up from the form work. It is advisable to have the working platform projecting beyond the leading edge of the skin plate by about 50 cm to avoid the vibrator to be placed too close or under the form, causing the form to lift. Excessive build up of concrete in front of the skin plate will also cause uplift and this is controlled by limiting to about 25-30 cm the height of the leading face of the slipform above the surface of the slab.

The average rate of advance of the slip form may reach values between 2 and 5 m/h. A compromise must be reached among the concrete slump, the width of the screed, the total weight of the slip form and the system used to deliver the concrete. The screed width parallel to the concrete face may vary between 30 cm for no-slump concrete, 1.10 m for a 5 cm slump concrete, 1.8 m for a 10 cm slump, or longer for more plastic concrete. The weight of the slip form structure increases as the screed width does.

Curing of the face slab has been sometimes specified to continue until the concrete is covered by rising water in the reservoir, in order to minimize the effect of drying shrinkage (25). This practice does not prevent the occurrence of some minor horizontal shrinkage cracks, which are of no consequence. Twenty eight days curing is appropriate.

The 28-day strength is typically specified to be between 20 MPa and 24 MPa (3 000 psi and 3 500 psi) with 38 mm maximum size of aggregate. A higher strength concrete, meaning higher cement content, is not considered desirable, since it is subject to greater shrinkage cracking. For the CFRD, soundness and impermeability are more important than strength. Entrained air to enhance water-tightness and durability is specified at 5 %. Though concrete without pozzolan has given long term satisfactory performance on many CFRDs, additional requirements may include some replacement by pozzolans or fly ash and the use of plasticizers to reduce as

l'utilisation de pouzzolanes ou de cendres volantes, ainsi que l'emploi de plastifiants pour réduire autant que possible le rapport eau-ciment. En ce qui concerne les granulats, l'essai de dureté et leur réactivité sont très importants étant donné la longévité demandée au béton d'un masque de barrage. A cet égard, on parvient à réduire le risque de réactivité des granulats à long terme, en utilisant un ciment mélangé de cendres volantes.

Le comportement du barrage à masque en béton d'Outardes 2 (58) est une excellente démonstration que les BEMB sont appropriés aux climats froids, où se produisent des cycles de gel-dégel très sévères. Le barrage est en exploitation depuis 1979 et présente un excellent comportement jusqu'à présent. Les variations de température sont très grandes, et les extrêmes sont prononcés : les minima quotidiens de janvier sont en moyenne de  $-23\text{ }^{\circ}\text{C}$  et les maxima quotidiens de juillet sont en moyenne de  $21\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Il s'agit donc de variations de  $44,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

### 3.2.5. Dimensions et stabilité du socle de pied

Le socle, s'il est assis sur une fondation rocheuse saine, non sujette à l'érosion, a une largeur de l'ordre de  $1/20$  à  $1/25\text{ H}$ , variant en gradins plutôt que progressivement, surtout par commodité de construction. Pour le rocher légèrement altéré, on utilise  $1/10\text{ H}$ . Le barrage de Salvajina, dont la fondation est très hétérogène, comme on l'a déjà dit (10), offre un exemple de socle de largeur variable ( $1/18$  à  $1/6\text{ H}$ ) selon l'état du sol. La largeur minimale est habituellement de 3 m bien que, dans le barrage de Macagua (59), il ait été décidé de la limiter à 2 m, à cause de la faible hauteur (22 m) du barrage, de la compacité et de la solidité du granite et des amphibolites de la fondation. L'épaisseur minimale du socle est habituellement de 0,3 à 0,4 m. Un socle plus épais, de 0,4 m à 0,6 m, peut être envisagé pour les barrages de grande hauteur.

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

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

S'il s'avère que le socle se trouve en position excessivement haute au-dessus d'une irrégularité prononcée dans la surface du rocher excavé, par exemple au-

much as possible the water-cement ratio. With respect to the concrete aggregates, soundness test and aggregate reactivity are most important given the durability requirements of the face concrete. In this respect, by using fly ash blended cement, the long term risk of aggregate reactivity is minimized.

The behavior of the Outardes 2 concrete face dam (58) is an excellent proof of the suitability of the CFRD for cold climates and under severe freeze-thaw conditions. The dam has been in operation since 1979 and exhibited a very good behavior to date. The temperature variations are quite large, with pronounced extremes : the minimum daily temperature in January is  $-23.5^{\circ}\text{C}$  and the maximum daily temperature in July is  $21^{\circ}\text{C}$ . That is a variation of  $44.5^{\circ}\text{C}$ .

### **3.2.5. Dimensions and Stability of the Toe Slab**

The toe slab, in contact with a sound non-erodible rock foundation, has a width in the order of  $1/20$  to  $1/25$  H. The width is changed in several steps and is not tapered, mainly for construction convenience. For slightly weathered rock  $1/10$  H has been used. Salvajina dam, where the foundation was quite variable, as previously reported (10), illustrates a variable width ( $1/18$  to  $1/6$  H) according to the existing ground conditions. The minimum width has been usually set at 3 m, although in Macagua dam (59) it was decided to limit the width of the toe slab to 2 m only, because of the low height (22 m) and the massive and strong nature of the foundation granite and amphibolites. The minimum design thickness of the toe slab is usually between 0.3-0.4 m. A thicker toe slab of 0.4-0.6 m may be considered for the lower toe slab of high dams.

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

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

If the toe slab turns out to be excessively high across a sharp irregularity in the fresh rock surface, such as across a notched road cut excavation in a steep rock

dessus d'une fouille ouverte dans un appui rocheux escarpé, ou d'une zone de faille ou autre, outre les tirants injectés et les ancrages précontraints, il peut être nécessaire de prévoir un contrefort du côté aval du socle, d'une longueur suffisante pour qu'il puisse profiter de l'appui du remblai. Dans des situations anormales, une analyse de stabilité de type classique est nécessaire et des mesures de stabilisation doivent être prises en conséquence.

Il existe un autre grave problème, lié à la présence d'un socle de pied trop haut. Un socle haut correspondant à une profondeur d'enrochement compressible plus grande dans la zone de la dalle de départ; il en résulte des déplacements verticaux supérieurs à la normale, le long du joint périmétral, lors de la mise en eau. Le socle haut est l'équivalent d'un appui à très forte pente où la charge hydrostatique est transmise par l'intermédiaire d'une grande hauteur d'enrochement. L'expérience acquise au barrage de Golillas (33) est assez significative à cet égard. Une analyse des déformations du remblai après la mise en eau a démontré que les tassements dans le remblai (réf. 33, p. 110, Fig. 11), à proximité des appuis et au centre de la vallée, étaient du même ordre; les mouvements le long du joint périmétral, dans cette vallée très escarpée, tendent donc à être essentiellement verticaux. Ce comportement confirmait les observations précédentes (60) qui ont amené la conclusion que, dans le cas d'appuis escarpés, l'enrochement glisse au contact entre le rocher de l'appui et le remblai, qu'il s'agisse d'un matériau compressible, comme le noyau d'un BEM1, ou d'un matériau incompressible comme le gravier de la zone 1 du barrage de Golillas. C'est pourquoi l'emploi d'un socle de pied élevé, comme à Shiroro (46, 55), est à éviter pour ne pas exposer l'ouvrage à des déplacements excessifs perpendiculairement au masque en béton, le long du joint périmétral.

### **3.2.6. Parapet et cambrure**

Comme on l'a déjà indiqué, les premiers BEMB comportaient un mur de protection contre les vagues, ou parapet, de 1,2 m de hauteur. Les ouvrages plus récents sont couronnés par un parapet vertical, en forme de L, plus élevé (3 m à 7 m), illustré par la Fig. 6. Ce parapet joue un rôle important, tout d'abord pour des raisons économiques, parce qu'il permet de réduire le volume d'enrochement, en particulier dans les barrages de grande hauteur où la vallée s'élargit en aval de l'axe du barrage. Pour évaluer les aspects économiques du parapet, il faut effectuer une analyse faisant intervenir la hauteur du parapet, l'économie réalisée sur le remblai et le coût du parapet (63). Ensuite, la largeur du remblai à la base du parapet doit être suffisante pour que l'on puisse y installer le coffrage glissant. Le parapet vertical doit être muni de joints mous en raison du tassement et des variations de température; le joint entre la base du parapet et le masque doit être vertical plutôt que perpendiculaire au plan des dalles du masque, comme l'indique la Fig. 6.

Comme le tassement de la crête, dans un barrage en enrochement compacté, est beaucoup plus faible que dans un barrage en enrochement déversé, il suffit d'une cambrure peu prononcée qui peut être réalisée en accentuant les pentes supérieures de l'enrochement. Cette solution doit cependant tenir compte des effets sismiques qui sont amplifiés en crête des barrages.

## **3.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS**

### **3.3.1. Traitement de la fondation du socle**

Le parafouille en béton exécuté en tranchée dans le rocher et entaillé pour recevoir la dalle en béton a été abandonné sur la suggestion de Terzaghi (18). Dans

abutment, or fault zone or other reason, in addition to the grouted dowels and prestressed anchors, it may be required to provide a buttress at the downstream side of the toe slab of such a length that pressure from the embankment fill can be relied upon. Under any abnormal circumstances a conventional stability analysis is required and stabilizing measures adopted accordingly.

Another critical problem arises in connection with higher than normal toe slabs. A high toe slab is associated with a greater depth of compressible rockfill in the starter slab area which, in consequence, brings greater vertical offsets than normal along the most important perimeter joint upon reservoir filling. The high toe slab is equivalent to a very steep abutment where the water load is transmitted through a higher column of rockfill. Golillas dam experience (33) is rather significant in this respect. An analysis of the embankment deformations after first impoundment in Golillas has demonstrated that the magnitude of the fill settlements (Ref. 33, p. 110, Fig. 11) close to the abutments was similar to that in the center of the canyon and, therefore, movements along the perimeter joint in this very steep canyon tend to be mainly vertical. This behavior confirmed previous observations (60) that led to the conclusion that in the case of steep abutments the fill does slide at the contact between the abutment rock and the embankment. This is true for either compressible material such as the core of an ECRD or for rather incompressible material such as the gravel Zone 1 of Golillas dam. Therefore the use of a high toe slab as reported for Shiroro Dam (46, 55) should be avoided to preclude excessive movements normal to the concrete face along the perimeter joint.

### **3.2.6. Parapet Wall and Camber**

As previously mentioned, the early CFRDs had a 1.2 m high wave deflector. Recent CFRDs are topped by a higher (3-7 m) L-shaped vertical parapet wall as shown in Fig. 6. This wall is important first on economic grounds arising from the reduction in rockfill volume, especially in high dams when the valley widens downstream of the dam axis. To evaluate the economics of the parapet an analysis should be carried out relating wall height against embankment savings and wall costs (63). Secondly, the embankment width at the base of the wall provides sufficient space to accommodate the face slipforming equipment. The vertical parapet wall requires soft joints to allow the settlement and temperature variations and the joint between the base of the wall and the concrete face should be vertical instead of perpendicular to the plane of the face slabs, as indicated in Fig. 6.

Since the rate of crest settlement for compacted rockfill is very small in comparison to that of dumped rockfill, it is required only nominal camber which may be provided oversteepening the upper slopes of rockfill. Such oversteepening, however, should allow for the magnified seismic effects which occur at the crest of dams.

## **3.3. FOUNDATION TREATMENT**

### **3.3.1. Toe Slab Foundation Treatment**

The concrete cut off wall, trenched into bedrock and notched to receive the concrete slab, was abandoned after Terzaghi's observations (18). In present design

sa conception actuelle, le raccordement étanche entre la dalle du masque et la fondation rocheuse consiste en un socle de pied continu en béton, coulé sur la fondation à une profondeur acceptable, le long du pied amont du barrage, ancré au rocher à l'aide de tirants d'acier et constituant également le cavalier des injections de consolidation et du rideau d'étanchéité.

Le socle repose normalement sur du rocher dur, résistant à l'érosion, et destiné à recevoir des injections à cause des gradients hydrauliques élevés qui se produisent le long du court chemin d'écoulement sous le socle. Il existe cependant des solutions techniques permettant de rendre acceptables le rocher altéré et fissuré, les zones de failles, les joints avec remplissage et les matériaux sensibles à l'érosion et aux renards (1). Il faut vérifier si les joints rocheux remplis et le rocher altéré sont susceptibles de dispersivité et doivent être protégés en conséquence. Il faut également vérifier leur rigidité pour supporter la charge hydrostatique sans mouvements excessifs. Lorsque des modifications de rigidité se produisent brusquement, par exemple en présence d'une large veine de mylonite dans la roche dure, ou d'une formation de saprolite le long d'une zone d'altération hydrothermale (10), il faut étudier soigneusement le risque de mouvements différentiels importants et modifier en conséquence la conception du socle. Le comportement particulier des saprolites, en contrainte-déformation, doit également faire l'objet d'une étude approfondie. Les diverses mesures techniques de défense qu'il est possible de mettre en œuvre pour traiter le rocher qui n'est pas parfait sont illustrées ci-dessous par deux cas récents (1980 et 1985).

Le socle de pied du barrage de Salvajina, en Colombie, repose sur une fondation très hétérogène (10, 12). Les 65 m inférieurs des appuis de l'ouvrage sont formés de grès quartzeux et de roche silteuse siliceuse durs, avec une alternance de strates minces de schistes durs. Les 90 m supérieurs de la fondation du socle de pied consistent essentiellement en roche silteuse et en grès friable, intensément fracturés et stratifiés. La partie supérieure de l'appui, sur la rive droite, présente une grosse inclusion ignée, profondément altérée sous forme de saprolite. Ce saprolite est un matériau silteux, rougeâtre, sensible à l'érosion interne. Des veines d'altération hydrothermale, d'épaisseur variable (1 à 15 cm), sont présentes dans cette formation et sont également sujettes à l'érosion interne. On trouvera dans les Fig. 7, 8 et 9 les détails du socle de ce barrage, résumés ci-dessous.

*a)* Pour allonger les lignes de percolation, la largeur du socle a été augmentée (à  $1/16$  de la charge d'eau  $H$ ) par rapport à la largeur adoptée dans une roche saine ( $1/20$  à  $1/25 H$ ). Dans le cas de roche très fracturée et de roche très altérée, on a augmenté encore davantage cette largeur, de façon à obtenir des gradients hydrauliques de 9 et de 6 respectivement (c'est-à-dire à  $1/9 H$  et à  $1/6 H$ ).

*b)* Pour fournir une protection contre la possibilité de percolation au contact du socle, particulièrement dans les zones de grès et de roche silteuse altérés, on a prévu une coupure étanche consistant en une tranchée excavée à la main, de 1 m de largeur et de 3 m de profondeur, remplie de béton et raccordée au socle de pied (Fig. 7). Au droit du saprolite, la profondeur de la tranchée est limitée à 0,6 m et le parafouille a été rendu déformable en remplissant la tranchée de sable imprégné de bitume (10 % à 12 % de bitume) pour prévenir la fissuration pouvant résulter de tassements différentiels, comme l'indiquent les Fig. 8 et 9. Un waterstop a été mis en place à la jonction du parafouille et du socle.

*c)* En ce qui concerne la partie du socle reposant sur un sol résiduel, on s'attendait à des tassements différentiels par rapport à la partie adjacente fondée sur

the watertight connection between the concrete face slab and the rock foundation takes the form of a continuous toe slab or concrete plinth cast on the foundation at an acceptable depth along the upstream toe of the dam, anchored into rock with steel bars, which also forms the grout cap for foundation consolidation and curtain grouting.

The plinth is normally founded on hard, non-erodible fresh rock that is groutable because high hydraulic gradient develop along the short seepage path under the plinth. With “ proper engineering ”, however, weathered and jointed rock, fault zones, soil-filled joints and materials susceptible to possible erosion and piping are acceptable (1). Rock joint fillings and weathered rock should be checked for the possibility of dispersivity and protected accordingly. Their stiffness to support the hydrostatic load without excessive movement should also be assessed. When changes in stiffness are abrupt as across a wide mylonite seam in hard rock or a zone of saprolite along a zone of hydrothermal alteration (10), the possibility of significant differential movements must be carefully studied and the toe slab or plinth design adapted to the findings. The particular stress-strain behavior of saprolites should also be investigated. The various defensive design measures that can be adopted to treat less than 100 % perfect rock will be subsequently illustrated by means of two recent (1980 and 1985) case histories.

The plinth of Salvajina dam in Colombia was founded on a widely varying foundation (10, 12). The lower 65 m of the dam abutments are formed by hard quartz sandstone and silicious siltstone with thinly interbedded hard shales. The upper 90 m of the toe slab formation consists mainly of a weathered to intensely fractured, interbedded siltstone and friable sandstone. In the upper part of the right abutment there is a large igneous intrusion which has been deeply weathered to a saprolite. This saprolite (residual soil : MH-ML according to the Unified Soil Classification System) is a reddish silty material sensitive to piping. Seams of hydrothermal alteration of varying thickness (1-15 cm) are present in the siltstone and they are also prone to piping. Toe slab details adopted at this site are shown in Fig. 7, 8 and 9 and can be summarized as follows :

*a)* In order to increase the seepage path, the width of the toe slab was increased over that used for competent rock ( $1/20$  to  $1/25$  of the water head  $H$ ) to  $1/16 H$ . For intensely fractured rock and intensely weathered rock the width was increased even more in order to obtain hydraulic gradients of 9 and 6 respectively, i.e., to  $1/9 H$  and  $1/6 H$ .

*b)* To protect against a seepage blow-through at the toe slab contact, especially in zones of altered sandstone and siltstone, a positive cut off by means of a hand excavated trench 1 m wide and 3 m deep backfilled with concrete and tied to the toe slab was provided as seen in Fig. 7. Where the saprolite was met the trench depth was limited to 0.6 m and the cut off was made deformable by filling the trench with asphalt-impregnated sand (10-12 % asphalt) to prevent cracking as a result of differential settlements, as shown in Fig. 8 and 9. A waterstop was set at the junction of the cut off with the toe slab.

*c)* For the toe slab resting on residual soil, differential settlements with respect to the adjacent toe slab founded on rock were expected. Cracking of the toe slab



le rocher. On craignait en particulier la fissuration du socle, suivie de percolations, étant donné que le sol résiduel était très sujet à l'érosion. On a donc prévu un socle spécial à cet endroit, illustré par la Fig. 8. On a mis en place quatre joints secs transversaux avec waterstops en PVC, dont deux à la limite entre le sol résiduel et la fondation rocheuse. On espérait obtenir ainsi une souplesse accrue.

*d)* Comme autre mesure de protection et pour écarter toute possibilité de migration, dans le remblai, de fines érodées provenant des veines de saprolite et d'argile du rocher fracturé (altération hydrothermale), la surface entière de la fondation excavée, en aval du masque et en amont de l'axe du barrage, a été recouverte d'un filtre de sable à béton, avec une couche supplémentaire de gravier de sous-couche comme transition conformément aux critères techniques les plus récents (30). Les Fig. 7 et 9 illustrent cette protection par filtre et transition sous la couche de gravier.

*e)* L'introduction de cette zone filtre-transition dans le barrage de Salvajina est particulièrement importante dans la conception de BEMB, car elle permet de s'assurer qu'il sera possible, à l'avenir, de construire des BEMB, munis de filtres appropriés, sur presque tous les sites comportant des fondations rocheuses, même si celles-ci présentent des zones d'altération importantes (61).

*f)* Pour améliorer le rocher extrêmement fracturé et pour colmater les diaclases sous le socle de pied afin d'obtenir un niveau de perméabilité suffisamment bas, il a fallu mettre en œuvre un programme intense d'injections de consolidation profondes, à basse pression (100 kPa à 200 kPa), dans toute la fondation du socle, sauf dans les zones de saprolite de faible perméabilité. Des injections de consolidation ont été exécutées en une seule étape, au moyen de trous d'injection espacés de 4 m perpendiculairement au socle et à des profondeurs allant de 5 m à 10 m suivant la qualité du rocher. Des trous supplémentaires ont été forés et injectés dans différentes directions pour intercepter certains accidents géologiques, comme une série de diaclases ouvertes, fortement inclinées et parallèles à la vallée.

*g)* Des veines de rocher altéré, écrasé et friable étaient présentes au niveau de la fondation et associées particulièrement à la roche très fracturée. Le matériau altéré a été excavé sur une profondeur de trois ou quatre fois la largeur de la veine et remplacé par du mortier ou du béton. On a fait particulièrement attention aux accidents géologiques traversant la fondation du socle.

*h)* Tous les talus rocheux exposés, à la suite des travaux d'excavation du socle, ont été recouverts, à l'amont du socle, d'une couche de béton projeté, renforcé par un treillis métallique. Ainsi, le chemin d'écoulement se trouve également prolongé un peu vers l'amont.

Le barrage de Winneke (autrefois Sugarloaf), en Australie, constitue un autre cas intéressant, où des solutions ont été mises au point avec succès pour traiter les fondations (62, 63). La profondeur d'altération de la roche silteuse, dans la fondation, était telle qu'il n'était pas possible, économiquement, de fonder le socle de pied sur du rocher et d'y faire des injections, comme cela se fait normalement. En raison de la présence d'argiles dispersives en veines dans le rocher, il a fallu prendre des mesures spéciales pour diminuer l'érosion de ces veines sous l'action des forces de percolation. La présence systématique de veines de faible résistance dans la fondation faisait aussi craindre que le socle ne glisse vers l'aval sous la charge hydrostatique. On a adopté les mesures suivantes, illustrées dans la Fig. 10 :

*a)* Pour traiter les veines d'inclusion existant surtout dans les 6 m supérieurs

with the ensuing seepage were particularly undesirable, because of the highly erodible nature of the residual soil. To cope with this situation, a special design was provided for the toe slab at this location as shown in Fig. 8. Four transverse cold joints with PVC waterstops were provided, two of them at the boundaries between the residual soil and the encasing rock. This was intended to add more flexibility.

*d)* As a further protective measure, to prevent any possibility of migration of eroded fines into the embankment from the saprolite and infill clay seams in the fractured rock (hydrothermal alteration) the entire excavated foundation surfaces downstream of the face slab and upstream of the dam axis were covered with a concrete sand filter with an additional layer of the face supporting gravels as transition, designated according to most recent criteria (30). Fig. 7 and 8 illustrate the filter-transition protection under the gravel fill.

*e)* The introduction of this filter-transition zone in Salvajina dam is of particular importance for the CFRD, since it gives confidence that further CFRDs with suitable filters can be used at almost all sites with rock foundations, even if they present extensive weathering zones (61).

*f)* To improve the intensely fractured rock and to seal the open joint under the slab to an acceptably low permeability level, an intense program of deep, low pressure (100-200 kPa) consolidation grouting was carried out throughout the entire toe slab foundation, except in the area where the low permeability saprolite was present. Consolidation grouting was carried out in a single stage through holes at 4 m spacing perpendicular to the slab and depths ranging between 5 and 10 m, depending on rock quality. Extra holes were drilled and grouted in different directions to intersect particular features, such as a steep set of open relief joints running parallel to the valley.

*g)* Seams of weathered, crushed and friable rock were present at foundation level especially associated to intensely fractured rock. The altered material was excavated to a depth of 3 to 4 times the width of the seam and backfilled with either mortar or concrete. Particular attention was given to those features that crossed the toe slab foundation transversally.

*h)* All exposed rock slopes resulting from excavation for the toe slab, and upstream of it, were covered with a layer of steel-mesh-reinforced shotcrete. In this way the seepage path was also extended somewhat in the upstream direction.

Winneke (formerly Sugarloaf) dam in Australia provides another instructive case history, where successful details were developed to treat the foundation (62, 63). The depth of weathering of the siltstone foundation rock was such that the toe slab could not be economically founded on groutable rock as is the general practice. Due to the presence of dispersive clays in seams in both the highly weathered and fresh rock, specific measures were taken to minimize erosion of these seams under seepage forces. The presence of systematic weak seams in the foundation also gave rise to concern about the plinth sliding downstream due to water load. The following measures, as illustrated in Fig. 10, were adopted :

*a)* To deal with the infill seams, present mainly in the upper 6 m of the highly

de la zone du rocher très altéré, on a excavé une large tranchée au pied amont, jusqu'à 6 m au moins dans ce rocher.

*b)* La largeur du socle a été fixée à  $0,1 H$ , ou 6 m, minimum. La fondation rocheuse en aval du socle a été recouverte d'une dalle en béton de 15 cm d'épaisseur sur une distance telle que le gradient hydraulique entre le socle et le point le plus éloigné de cette dalle en béton ne soit pas supérieur à 2.

*c)* Avant d'effectuer les injections, on a nettoyé les trous à l'aide d'air comprimé et d'eau sous pression, pour éliminer autant que possible l'argile dispersive.

*d)* A titre de mesure de protection supplémentaire, la surface de la fondation, sur une distance en aval du tapis égale à la moitié de la hauteur d'eau de la retenue, a été recouverte de matériau filtre.

*e)* Pour assurer la stabilité du socle contre le glissement, des ancrages inclinés ont été mis au point pour relier le socle au rocher en profondeur. Aux endroits où les hors-profils étaient importants, ou dans les zones où le socle devait être construit plus haut que la normale, des raisons économiques excluaient l'utilisation d'ancrages. A leur place, un contrefort a été construit en aval du socle; il s'étend suffisamment loin dans le remblai pour que la pression exercée par celui-ci puisse être mobilisée de façon plus sûre.

Les deux cas décrits ci-dessus résument les mesures spéciales pouvant être utilisées pour traiter les imperfections de fondation. Le comportement très satisfaisant du barrage de Salvajina et du barrage principal de Winneke confirme la possibilité d'adopter les BEMB alors que la fondation est loin de consister en rocher dur, à l'épreuve de l'érosion et injectable.

En résumé, les mesures techniques de défense consistent essentiellement à accroître le chemin d'écoulement de façon à écarter les risques d'érosion et de renard dans la fondation. Il faut y ajouter des traitements localisés des imperfections, ou la mise en place de filtres sous le remblai, ou les deux, de façon à éliminer toute possibilité de migration des fines dans l'enrochement.

Pour appliquer convenablement les mesures défensives décrites ci-dessus et d'autres, il est essentiel que les reconnaissances complètes du site soient suivies d'un relevé géologique au cours de la construction, le long des fouilles, pour définir à temps toutes les conditions néfastes et mettre au point des traitements pour y remédier. Il faut découvrir à l'avance quelles seront les interactions entre le barrage et ses appuis et traiter tous les cas particuliers, pour que le BEMB offre une sécurité complète. Il est, par ailleurs, indispensable d'organiser les travaux de construction de manière à conserver assez de souplesse dans le programme des travaux pour résoudre les problèmes que posent les zones nécessitant des traitements plus complexes ou présentant des situations non prévues, découvertes lors des travaux. Les BEMB offrent une souplesse maximale à cet égard (64, 65).

### **3.3.2. Traitement de la fondation du remblai**

En aval de l'excavation du socle et en amont de l'axe du barrage, les appuis doivent être nettoyés de tout dépôt superficiel afin de mettre à découvert les pointes rocheuses. Les matériaux de surface demeurant entre ces pointes rocheuses n'ont pas d'effet néfaste sur le tassement du remblai après la mise en place de l'enrochement. Dans le lit du cours d'eau, les dépôts peuvent être laissés en place, ce qui constitue une économie, sauf sur une distance à partir du socle égale à 0,3-0,5 fois

weathered zone, the upstream toe was excavated to at least 6 m into the highly weathered rock, in the form of a wide toe trench.

b) The width of the toe slab was set at 0.1 H or 6 m minimum. The rock foundation downstream of the plinth was blanketed with a concrete slab 15 cm thick to such a distance that the hydraulic gradient across the plinth plus the downstream concrete extension was not greater than 2.

c) Prior to grouting, pressured air and water flushing was carried out in the grout holes to flush out as much of the dispersive clay as possible.

d) As a further protective measure, the foundation surface for a distance downstream of the concrete blanket, equal to half the reservoir head, was covered with filter material.

e) To ensure the stability of the plinth against sliding, inclined anchors were designated to connect the plinth to the rock at depth. Where overbreak was high or where the plinth had to be constructed higher than normal, economic reasons prevented the use of anchors. Instead a buttress was constructed at the downstream side of the toe slab extending it far enough into the embankment so that pressure from the fill could be more assuredly mobilized.

The former two case histories summarize the special design measures available to treat foundation imperfections and, since both Salvajina dam and the main dam of the Winneke project, have shown very satisfactory performance, they confirm the possibility of using CFRDs in foundations that are far from being considered hard, non-erodible and groutable rock.

In summary, the special design measures basically increased the seepage path to eliminate the possibility of erosion or piping in the foundation. This criterion was further complemented by providing localized treatments to imperfections or to filter them under the embankment, or both, to prevent any conceivable migration of fines into the rockfill.

In order to be able to wisely implement the above described or other design procedures, it is essential for a thorough design site investigations to be followed by geological mapping during construction along the excavation to timely define all potentially adverse conditions and to aid in developing any remedial treatment. The interaction between the abutments and the dam itself should be properly and early recognized and dealt with in every particular case to make the CFRD inherently safe. It is further essential to organize construction operations in such a way that maximum flexibility is maintained in the schedule to deal with areas requiring more extensive treatment or with any unexpected foundation conditions discovered during construction. The CFRD provides maximum flexibility in this respect (64, 65).

### **3.3.2. Embankment Foundation Treatment**

The abutments downstream of the plinth or toe slab excavation and upstream of the dam axis must be stripped of all surface deposits to expose the high points of *in situ* rock. Any surface material remaining between rock points will not adversely affect embankment settlement after rockfill placement. In the riverbed, deposits may be allowed to remain and save money except within a distance equal to 0.3-0.5 the head from the plinth. The decision as to how much to remove is a matter of

la hauteur d'eau. La décision sur la quantité de matériau à enlever est une question de jugement, et un calcul de stabilité de la recharge aval peut s'avérer nécessaire, en tenant compte de la résistance des matériaux de fondation. Il peut être nécessaire de recouvrir d'un filtre le matériau laissé en place, pour empêcher les fines de passer dans l'enrochement. Le matériau laissé en place ne doit pas être de faible qualité au point de nécessiter une diminution locale des pentes du remblai pour assurer la stabilité. De plus, en ce qui concerne le matériau laissé en place en amont de l'axe du barrage, qui subira une charge importante, il faut que son module soit semblable au module prévisible de l'enrochement, de façon à éviter les mouvements excessifs ou un appui inégal du masque. Sur une distance de 0,5 H, et sur 10 m au moins en aval du socle, il est prudent de rogner les surplombs et les parois verticales de plus de 2 m de hauteur. En général, les BEMB nécessitent des traitements de fondation moins importants que les BENT.

### 3.3.3. Injections

Les injections sont faites au niveau du socle de pied ancré, celui-ci agissant comme cavalier d'injection, et à l'extérieur du corps du barrage. En raison des gradients hydrauliques très élevés (18 ou plus) qui se produisent à cet endroit, il faut satisfaire à des normes d'injections exigeantes.

La conception du rideau d'injection sort du cadre du présent Bulletin; en général l'importance d'un tel rideau d'injection ne devrait faire l'objet d'une décision qu'après avoir tenu compte de la charge d'eau, de la géologie du site, des risques de percolation et de renard, et de leurs conséquences. Normalement, trois rangées de trous courts pour les injections de consolidation sont adoptés, la rangée centrale étant prolongée pour former le rideau d'étanchéité. Dans le cas d'un BEMB, les injections de consolidation sont particulièrement importantes à cause du chemin de percolation relativement court dans le rocher, directement au-dessous du socle. Les trous sont orientés de façon à recouper toutes familles de diaclases révélées par les reconnaissances géologiques et, s'il y a lieu, des trous supplémentaires sont forés et injectés pour obturer tous accidents particuliers, observés à mesure que l'excavation de la fondation du socle avance. Si la fondation se trouve dans une roche très fracturée, il peut être nécessaire de prévoir trois rangées d'injections profondes pour le rideau d'étanchéité, en plus des injections de consolidation (11).

La profondeur finale du rideau profond est définie en fonction de la nature géologique, mais elle est habituellement de l'ordre de  $1/3 H$  à  $2/3 H$ . Pour situer les forages supplémentaires, on utilise normalement la méthode des espacements égaux. La pression d'injection est normalement de 7 kPa à 10,5 kPa par mètre de profondeur.

Les critères régissant le forage de trous supplémentaires également espacés varient suivant l'état du sous-sol; cependant, pour les BEMB, un trou d'injection absorbe communément plus de 50 kg de ciment par mètre de profondeur.

On utilise actuellement des mélanges stables, c'est-à-dire d'eau et de ciment, présentant moins de 5 % de sédimentation (66). Pour respecter cette proportion, il ne faut pas employer de mélange dont le rapport eau/ciment, en volume, est supérieur à 2/1. Pour réduire la sédimentation des particules de ciment, il faut utiliser de la bentonite préhydratée plutôt que sèche, en quantités allant de 1 % à 2 % du poids de ciment. Des pourcentages de bentonite plus élevés réduisent considérablement la résistance à la compression du mélange. On peut également utiliser des plastifiants pour limiter la sédimentation.

judgement, and stability analysis of the downstream shell may be required taking the strength of foundation materials into consideration. Material left in place may need to be covered with filter material, to prevent the fines being washed into the rockfill. The material left in place should not be so weak as to require local flattening of the embankment slopes to assure stability. Also, for the material left in place upstream of the dam axis, which will be heavily loaded, it is required that its modulus be similar to the expected modulus of the rockfill, to avoid excessive face movements or uneven support. For a distance of  $0.5 H$  with 10 m minimum downstream of the toe slab, it is prudent to trim overhangs and vertical faces higher than about 2 m. In general, the requirements of foundation treatment for the CFRD are lower than those for the ECRD.

### 3.3.3. Grouting

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

The design of the grout curtain is outside the scope of this Bulletin, but in general, its extent should be decided only after consideration of the hydraulic head, the details of the site geology, the potential for leakage and piping and their consequence. Normally three rows of short consolidation holes are used, and the central row is extended to form a grout curtain. For the CFRD the consolidation grouting is of special importance because of the relatively short seepage path through the rock directly under the toe slab. The holes are oriented to intersect any families of joints revealed by the geologic mapping and, where necessary, extra holes are drilled and grouted to intersect particular features observed as excavation for the toe slab foundation progresses. For highly fractured rock foundations it may be required to have three rows of deep curtain grouting, plus the consolidation grouting (11).

Final depth of the deep curtain is defined on a geological basis, but it is normally within the range of  $1/3 H$  to  $2/3 H$ . The split-spacing method is normally used to locate additional holes. Grout pressure is normally 7 to 10.5 kPa per meter of depth.

The criteria to provide additional split-spaced holes varies according to the site conditions but for the CFRD is commonly a grout take larger than 50 kg of cement per linear meter ( $1/3$  to  $1/2$  sack of cement per linear foot) of grout hole.

Stable mixes, that is, a water-cement mix with less than 5 % sedimentation, are presently used (66). To achieve this requirement, mixes with a W/C ratio by volume larger than 2/1 should not be used. Prehydrated rather than dry bentonite should be used to reduce sedimentation of the cement grains, in quantities between 1 % to 2 % of the cement weight. Higher percentages of bentonite considerably reduce the compressive strength of the grout mix. Alternatively, plasticizers which limit sedimentation may be used.

Un organisme officiel exigeait récemment, à tort, pour la construction de plusieurs barrages, qu'aucun remblai ne soit en place à moins de 10 m d'une injection. Cette limitation n'est pas nécessaire, car une fuite de coulis dans un remblai n'a aucune conséquence fâcheuse. Les fuites en surface non détectées peuvent causer des pertes de coulis, mais le rideau d'injection restera satisfaisant dans la mesure où les critères d'injection ne sont pas modifiés par ces fuites. Au contraire, une limitation de cet ordre a un effet fâcheux sur le programme de construction, et le résultat en est la mise en place de la zone 2 contre un matériau de la zone 3 soumis à ségrégation.

### 3.4. RÉSISTANCE SISMIQUE

La résistance d'un BEMB aux tremblements de terre est jugée élevée; la même conception est habituellement adoptée dans les régions de sismicité modérée et dans les régions de sismicité nulle, pour les raisons suivantes (57) :

1. Comme l'ensemble du remblai d'un BEMB est sec, les secousses sismiques ne provoquent pas de pressions interstitielles et ne diminuent donc pas la résistance de l'ouvrage. Le remblai est fortement compacté et très dense. Les tremblements de terre ne peuvent causer que de petites déformations, particulièrement sur les talus extérieurs.

2. Lors de secousses violentes, le masque en béton peut se fissurer, ce qui augmentera les percolations. Cependant, ces percolations ne peuvent pas menacer la stabilité générale de l'ouvrage, car la quantité d'eau susceptible de s'infiltrer par des fissures, dans un BEMB moderne, et particulièrement au travers de la zone 2, est facilement tolérée par le remblai en enrochement.

Néanmoins, il convient de mentionner le fait qu'aucun BEMB n'a encore été soumis à des accélérations sismiques très fortes (0,35 g). Apparemment, le barrage de Cogoti (68) est le BEMB qui a subi la secousse la plus violente, estimée empiriquement à 0,19 g. Ce mouvement sismique a produit un tassement instantané de 40 cm dans l'enrochement déversé, sans augmentation notable des percolations dans le barrage. Ces percolations ont augmenté avec le temps, mais n'ont pas été modifiées par l'activité sismique.

Dans le cadre des activités de projet, des calculs dynamiques ont été effectués sur les BEMB construits au cours des dernières années; ces analyses ont démontré que les barrages construits selon les méthodes modernes étaient stables; ces études n'ont pas eu d'influence importante sur les décisions essentielles, en matière de conception technique.

Deux articles (67, 69) récents ont traité du comportement des BEMB vis-à-vis des séismes; les principaux résultats de ces deux analyses renforcent la conclusion que ces ouvrages résistent sans dommages graves aux tremblements de terre les plus violents.

Seed et al. (67) résument les calculs des mouvements de coins coulissants rigides à l'aide des mêmes principes que ceux qui ont été avancés par Newmark (70). Les accélérations de chaque coin sont calculées suivant la méthode d'analyse dynamique par éléments finis.

Bureau, Gilles et al. (69) présentent un nouveau programme de calcul sur ordinateur (DSAGE) destiné à modéliser la réponse sismique. L'ensemble du

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

### 3.4. SEISMIC RESISTANCE

A CFRD is considered to have the highest degree of conservatism against earthquake shaking, and the same design has generally been used in regions of moderate seismicity as in non-seismic areas. The reasons in support of this position are (57) :

1. Since the entire CFRD embankment is dry, there can be no build up of pore pressures due to earthquake shaking and therefore no tendency for strength reductions. The embankment is heavily compacted to a dense state. Earthquakes can only cause small deformations, specially in the outer slopes.

2. Due to severe earthquakes, the concrete face may crack, increasing the leakage. This leakage cannot threaten the overall stability of the dam, because in modern CFRD dams the amount of leakage which can flow through the cracks and specially through Zone 2 can easily be handled safely through the rockfill embankment.

Nevertheless it is worth mentioning that no CFRD dam has been subjected to very strong earthquake accelerations (0.35 g). Apparently, the Cogoti Dam (68) is the CFRD that has suffered the strongest movement, which was estimated using empirical relationships at 0.19 g. This ground movement produced an instantaneous settlement of 40 cm in the dumped rockfill with no significant increase in leakage through the dam. Leakage has increased with time but has not been affected by seismic events.

Dynamic analyses that have been performed as part of the design activity of CFRD built in recent years have been primarily justified to demonstrate that by using state-of-the-art static design procedures the dams are stable and the dynamic analyses have not had significant influence on the main design decisions.

Recently two different papers (67, 69) have dealt with seismic evaluation of the CFRD, the main results of the two analyses support the conclusion that the CFRD will withstand the strongest earthquake shaking without serious damage.

Seed et al. (67) summarizes calculations of movements of individual rigid sliding wedges using the same principles as those put forward by Newmark (70). Accelerations for each sliding wedge are calculated by the use of the equivalent linear finite element dynamic analysis procedure.

Bureau, Gilles and al. (69) introduces a new computer program (DSAGE) to model seismic response. The entire embankment is represented by a finite difference



remblai fait l'objet d'un calcul par différences finies, prenant en compte les mouvements verticaux et horizontaux, les effets hydrodynamiques dus à la retenue et un comportement non linéaire de l'enrochement.

La discussion approfondie des méthodes analytiques permettant de prédire le comportement des barrages en enrochement sort du cadre du présent Bulletin. Néanmoins, en utilisant des méthodes de calcul moins perfectionnées, comme celle qui a été proposée par Ambraseys et Sarma (71), ou celle qui est décrite dans la réf. (67), on obtient des valeurs de déformations dans les BEMB, semblables à celles qui sont indiquées dans la réf. (69).

Il semble que l'utilisation d'une méthode élaborée de calcul dynamique, au cours des études de projet d'un BEMB, ne se justifie pas et que les résultats de l'analyse de sensibilité présentée dans la réf. (67) sont plus appropriés pour définir les pentes d'un remblai. Les principales conclusions de l'analyse se résument comme suit :

*a)* La déformation calculée pour le talus aval est inférieure à 50 cm environ, dans le cas de séismes produisant des accélérations atteignant 0,5 g à la base, à condition que la magnitude du séisme soit inférieure ou égale à 7,5 (ce qui serait probablement le cas de plus de 90 % de tous les sites de barrage). Cela indique que, pour la grande majorité des sites qui peuvent être très fortement secoués, ou pour ceux qui présentent un indice de « sévérité sismique » entre 10 et 15 (69), le tassement maximal en crête serait inférieur à 1 % de la hauteur du barrage, ce qui ne présente pas de problème particulier dans le cas d'un barrage conçu conformément aux principes décrits dans le présent document. En d'autres termes, même dans les régions de forte sismicité, on peut adopter le même type de BEMB que dans les zones sans activité sismique, compte tenu de certaines modifications mineures des pentes extérieures, indiquées ci-dessous.

*b)* Dans les zones de très forte sismicité (pics d'accélération à la base supérieurs à 0,5 g et magnitude de 8,5), les pentes doivent être moins accusées de façon à limiter les mouvements à des valeurs acceptables, dans le tiers supérieur du barrage. Dans ces cas, il est conseillé de prévoir, par prudence, une hauteur de revanche supplémentaire.

*c)* En se basant sur l'analyse de sensibilité, Seed (67) recommande d'adopter des pentes aval variant suivant les divers types de mouvements du sol, ainsi que le Tableau 3 du présent Bulletin le résume.

### **3.5. AUSCULTATION**

Dans les BEMB, les appareils d'auscultation mis en place ont pour but de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage et d'acquérir des données en vue de la conception d'autres BEMB. En outre, il est souhaitable de disposer d'un système d'auscultation adéquat en cours d'exploitation, pour décider des mesures à prendre en cas d'anomalies. L'importance des appareils d'auscultation croît avec la hauteur du barrage.

L'auscultation des BEMB porte sur les mesures suivantes :

#### **A. Joint périmétral**

Pour mesurer les mouvements du masque en béton par rapport au socle de pied, des jauges d'ouverture de joint sont placées sur le joint périmétral.

mesh, including vertical as well as horizontal motions, the effect of hydrodynamic effects of the reservoir water and considering a non-linear rockfill behaviour.

Detail discussions of analytical methods to predict the behaviour of rockfill dam is out of the scope of this Bulletin. Nevertheless, by using less sophisticated analysis like the one previously proposed by Ambraseys and Sarma (71) or the one included in (67) similar calculated deformations of a CFRD dams are obtained in comparison with those included in (69).

It seems that the use of an elaborate dynamic analysis of a CFRD during its design phase is not justified and that the findings of a sensitivity analysis as presented in (67) are more appropriate to decide upon the slopes of the embankment. The main findings of the analytical analysis can be summarized as :

*a)* Computed deformations for the downstream slope are less than about 50 cm for earthquakes producing accelerations as high as 0.5 g at the base, provided the magnitude of the earthquake is 7-1/2 or less (This probably would be valid for more than 90 percent or more of all dam sites). This means that for the great majority of sites which may be very strongly shaken or at sites with calculated Earthquake Severity Index between 10 and 15 (69) the maximum crest settlement will be less than 1 % of the dam height, which should present no significant problem for a dam designated according to the principles described in this Report. In other words, even for areas with high seismicity, the same CFRD design can be used as in non-seismic areas with minor adjustment in outer slopes as indicated below.

*b)* For areas of very high seismicity (peak base acceleration larger than 0.5 g and earthquake magnitude 8 1/2) flatter slopes are required in order to limit the movements to acceptable values in the upper 1/3 of the dam. For these cases the provision of a conservative extra freeboard will be advisable.

*c)* Based on sensitivity analysis, Seed (67) has recommended the use of downstream slopes for different ground movements conditions, as summarized in Table 3 of this Bulletin.

### **3.5. INSTRUMENTATION**

Instrumentation in CFRD dams is convenient for a better understanding of its behavior and data acquisition for further CFRD dams design. In addition it is also desirable to establish a proper monitoring during operation and deciding upon remedial measures in case problems develop. The scope of instrumentation increases with the height of dam.

The instrumentation in CFRD dams is oriented to obtain the following measurements :

#### **A. Perimeter Joint Measurements**

In order to measure movements of the concrete face relative to the toe slab, joint meters are installed adjacent to the joint.

Les mesures sont effectuées dans trois directions orthogonales, c'est-à-dire :

- a) perpendiculairement au joint, pour mesurer son ouverture ou sa fermeture;
- b) parallèlement au joint, pour mesurer le cisaillement dans le plan du masque;
- c) perpendiculairement au masque, pour mesurer le tassement de celui-ci par rapport au socle.

Les déplacements perpendiculaires au joint et au masque en béton sont mesurés au pied amont. Les trois mouvements orthogonaux définis ci-dessus sont mesurés à divers endroits, sur le joint périmétral. Des appareils supplémentaires seront installés dans les joints, à proximité des appuis latéraux.

### **B. Déformations unitaires du masque**

Pour mesurer les déformations unitaires dans le masque en béton, on utilise des extensomètres. Ces dispositifs sont installés en groupes de trois appareils (en rosette à 45°), à proximité du socle, et en groupes de deux (horizontal et suivant la pente), dans les dalles centrales.

Pour mesurer séparément les déformations dues aux causes autres que les contraintes, des extensomètres « hors contraintes » sont installés dans le masque et soumis aux mêmes conditions que le béton environnant, mais à l'abri des contraintes. Les extensomètres « hors contraintes » fournissent des données sur les déformations d'origine thermique et sur les changements de volume spontanés.

### **C. Tassements verticaux internes**

Les tassements verticaux sont mesurés au moyen de cellules de tassement hydrauliques. Ces appareils sont placés à proximité du masque (à 1,5 m) et servent à détecter l'effet des tassements du remblai sur le comportement du masque en béton. De plus, d'autres cellules sont réparties dans le remblai, sur des plans horizontaux séparés d'environ 30 m, pour permettre le calcul des déformations verticales de différentes couches du remblai. Ces déformations verticales sont mises en corrélation avec les mesures de pression totale des remblais, afin de déterminer les modules de déformation de l'enrochement.

### **D. Pressions totales des remblais**

Pour mesurer les pressions totales des remblais, des cellules de pression peuvent être réparties comme suit :

#### *a. Cellules placées sous le masque en béton*

On dispose, à une distance horizontale de 1,5 m du masque en béton, des groupes de 3 cellules de pression. Chaque groupe de cellules comprend un appareil horizontal, les deux autres étant installés suivant une pente de 1,5 H/1,0 V de part et d'autre. Grâce à cette disposition et en supposant que les déformations planes prévalent, il est possible de calculer, et de mesurer, la contrainte normale dans le remblai dans un plan parallèle et proche de la dalle de béton du masque. A proximité de chaque groupe de cellules de pression, un dispositif hydraulique mesure le tassement pour établir la corrélation entre la déformation et la contrainte.

Measurements are made in three orthogonal directions, namely :

- a) Normal to the joint to measure joint opening or closing.
- b) Parallel to the joint to measure joint shear in the plane of the concrete face.
- c) Normal to the concrete face to measure normal settlement of the concrete face relative to the perimeter slab.

Movements normal to the joint and to the concrete face are measured at the upstream toe. The three orthogonal movements named above are measured at several locations in the perimeter joint. Additional joint meters should be installed in joints close to the abutments.

#### **B. Concrete Face Strain Meters**

In order to measure strains in the concrete face strain meters are used.

The strain meters are installed in groups of three (45 degree rosette formation) close to the perimeter wall and in groups of two (horizontal and down slope formation) in the center slabs.

In order to measure separately the deformations due to all causes other than stress, « non-stress » strain meters are installed in the concrete face, these being subjected to the same conditions as the surrounding concrete but protected from stress. The « non-stress » strain meters provide data on strain due to thermal stress and autogenous volume changes.

#### **C. Internal Vertical settlements**

Vertical settlements are recorded by means of hydraulic settlement cells. They are placed close to the concrete face (1.5 m), in order to know the influence of fill settlements on the concrete face behaviour. On the other hand, they are distributed within the embankment on horizontal planes separated about 30 m to allow the computation of vertical strains of fill layers. These vertical strains are correlated with the measured total earth pressures to determine the deformation moduli of the rockfill.

#### **D. Total Earth Pressures**

The total earth pressure cells may be distributed as follows :

- a) *Cells underneath the concrete face*

At a horizontal distance of 1.5 m from the concrete face clusters of three pressure cells each are installed. Each cluster has a horizontal cell and the other two are sloped 1.5 H : 1.0 V on each side. With this arrangement and assuming that plane strain condition prevail it is possible to compute, and to measure the normal stress in the fill on a plane parallel and close the concrete face slab. Adjacent to each cluster of pressure cells a hydraulic settlement device is installed to correlate strain with stress.

b. *Cellules sur des plans horizontaux secondaires*

A mi-chemin entre les plans horizontaux où des dispositifs de mesure de tassement sont installés, des ensembles de 4 cellules de pression sont mis en place. Les quatre cellules sont disposées comme suit : trois sont orientées à 45°, 135° et 180° par rapport à l'horizontale, la quatrième étant dans le plan vertical faisant face à l'appui latéral. Grâce à cette disposition, il est possible de calculer le module de déformation et d'établir la corrélation de ce module avec l'état de contrainte en chaque point, dans l'hypothèse où la déformation est plane.

c. *Cellules dans le plan vertical contenant l'axe du barrage*

Ces appareils sont installés en groupes de six. Si l'on désire étudier l'interaction entre le remblai et les appuis latéraux, en dehors de l'hypothèse des déformations planes, afin d'en déterminer l'effet tridimensionnel, il faut mesurer les contraintes dans six directions différentes.

**E. Pressions interstitielles**

Les pressions interstitielles sont mesurées dans les alluvions en plusieurs points, ainsi que dans la fondation rocheuse.

**F. Repères de tassement en surface et déversoirs de jaugeage**

Les repères de tassement en surface et les déversoirs de jaugeage des fuites sont des dispositifs courants d'auscultation.

b) *Cells on secondary horizontal planes*

Midway between the horizontal planes where settlement devices are placed, clusters of four pressure cells are installed. The four-cell cluster arrangement involves cells at 45°, 135°, 180°, with the horizontal and another cell on the vertical plane facing the abutment. With this arrangement it is intended to compute the deformation modulus and to correlate it with the state of stress at each point under the assumption of plane strain.

c) *Cells on a vertical plane containing the dam axis*

Clusters of six cells are installed. If it is desired to investigate the interaction between the fill and the abutments, without assuming plane strain conditions and to include the three dimensional effect, it is necessary to measure the stresses in six different directions.

**E. Pore Pressures**

Pore pressures are measured within the alluvium in several points and in the rock foundation.

**F. Surface Settlement Monuments and Leakage Weirs**

Surface settlement monuments and leakage weirs are routine components of the instrumentation program.



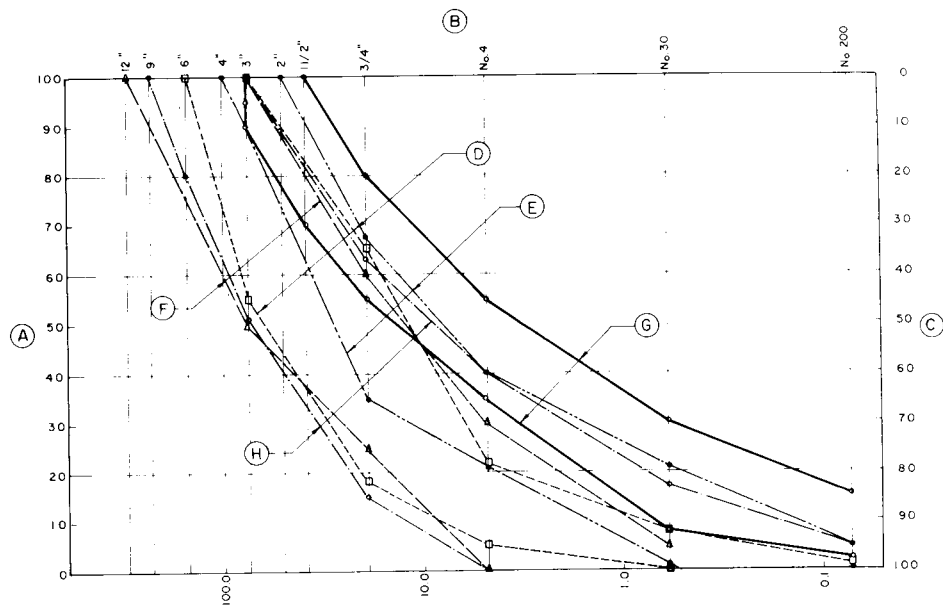


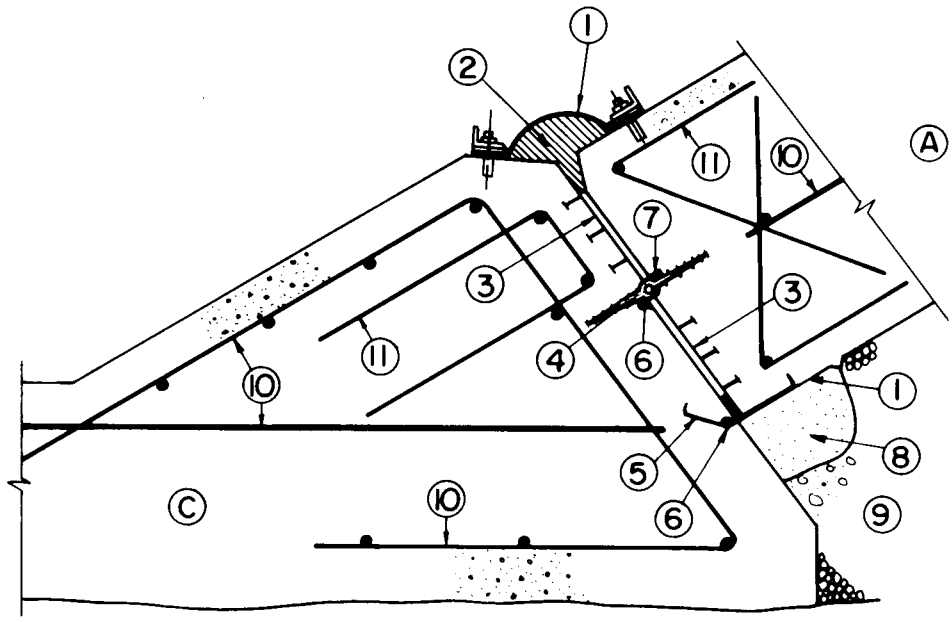
Fig. 4

Face slab supporting : general trend  
and present optimum grading

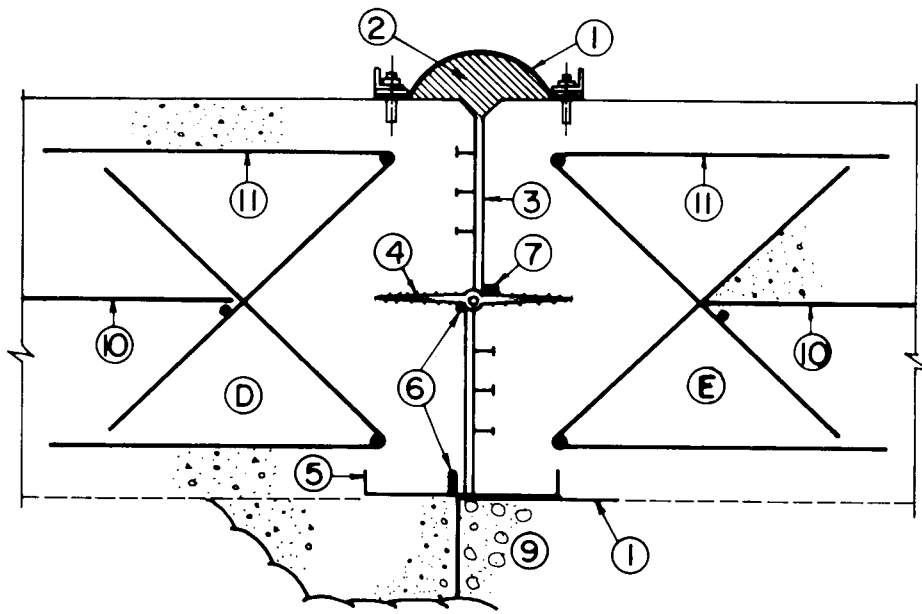
*Sous-couche des dalles du masque : tendance générale  
et granulométrie optimale actuelle*

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| (A) Percent finer                     | (A) % granulats passant                    |
| (B) US Standard sieve sizes           | (B) Tamis US normalisés                    |
| (C) Percent coarser                   | (C) % granulats retenu                     |
| (D) Golillas and Foz do Areia         | (D) Golillas et Foz do Areia               |
| (E) Salvajina                         | (E) Salvajina                              |
| (F) Anchicayá                         | (F) Anchicaya                              |
| (G) Present recommended specification | (G) Granulométrie actuellement recommandée |
| (H) Cethana                           | (H) Cethana                                |





(B)



(F)

Fig. 5

Salvajina perimeter and face slab vertical joints  
*Barrage de Salvajina - Joint périmétral et joint vertical du masque*

- |  |   |
|--|---|
| (1) Hypalon band   | (1) <i>Bande d'hypalon</i>  |
| (2) Mastic filler  | (2) <i>Filler de mastic</i>   |
| (3) Compressible wood filler   | (3) <i>Filler compressible</i>  |
| (4) PVC waterstop  | (4) <i>Waterstop en PVC</i>   |
| (5) Copper waterstop   | (5) <i>Waterstop en cuivre</i>  |
| (6) Neoprene cylinder  | (6) <i>Cylindre de néoprène</i>   |
| (7) Styrofoam filler   | (7) <i>Mousse de polystyrène</i>  |
| (8) Sand-asphalt mixture   | (8) <i>Mélange sable-bitume</i>   |
| (9) Zone 2   | (9) <i>Zone 2</i>   |
| (10) Steel reinforcement   | (10) <i>Armature d'acier</i>  |
| (11) Steel reinforcement to protect concrete against crushing and to protect waterstop | (11) <i>Armature renforçant le béton contre l'écrasement et protégeant le waterstop</i> |
| (A) Face slab  | (A) <i>Dalle de masque</i>  |
| (B) Perimetric joint   | (B) <i>Joint périmétral</i>   |
| (C) Toe slab   | (C) <i>Socle de pied</i>  |
| (D) Toe slab   | (D) <i>Socle de pied</i>  |
| (E) Face slab  | (E) <i>Dalle de masque</i>  |
| (F) Abutments  | (F) <i>Appui</i>  |

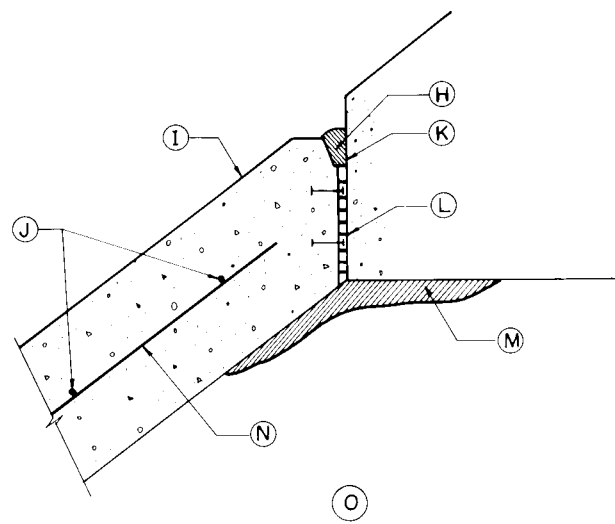
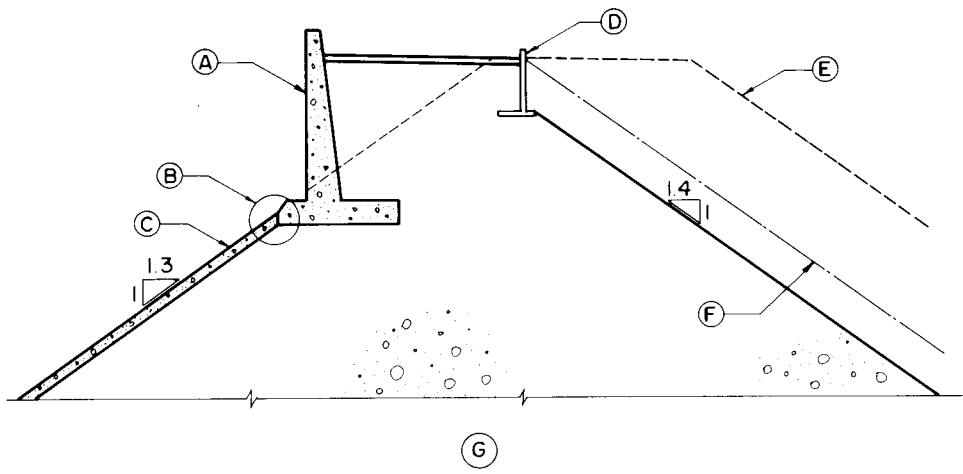


Fig. 6

Crest details  
*Détails de la crête*

(A) Upstream parapet wall	<i>(A) Parapet amont</i>
(B) See detail	<i>(B) Voir détail</i>
(C) Concrete face	<i>(C) Masque en béton</i>
(D) Downstream parapet wall	<i>(D) Parapet aval</i>
(E) Additional rockfill if both parapet walls are omitted	<i>(E) Enrochement complémentaire en l'absence des parapets</i>
(F) Additional rockfill if downstream parapet wall is omitted	<i>(F) Enrochement complémentaire en l'absence du parapet aval</i>
(G) Crest details	<i>(G) Détails de la crête</i>
(H) IGAS	<i>(H) IGAS</i>
(I) Concrete face	<i>(I) Masque en béton</i>
(J) Horizontal reinforcement	<i>(J) Armature horizontale</i>
(K) IGAS primer	<i>(K) Primaire IGAS</i>
(L) Premoulded filler	<i>(L) Filler prémoulé</i>
(M) Mortar pad	<i>(M) Semelle de mortier</i>
(N) Inclined reinforcement	<i>(N) Armature inclinée</i>
(O) Detail : Concrete face and upstream parapet wall joint	<i>(O) Détail : Joint masque-parapet amont</i>

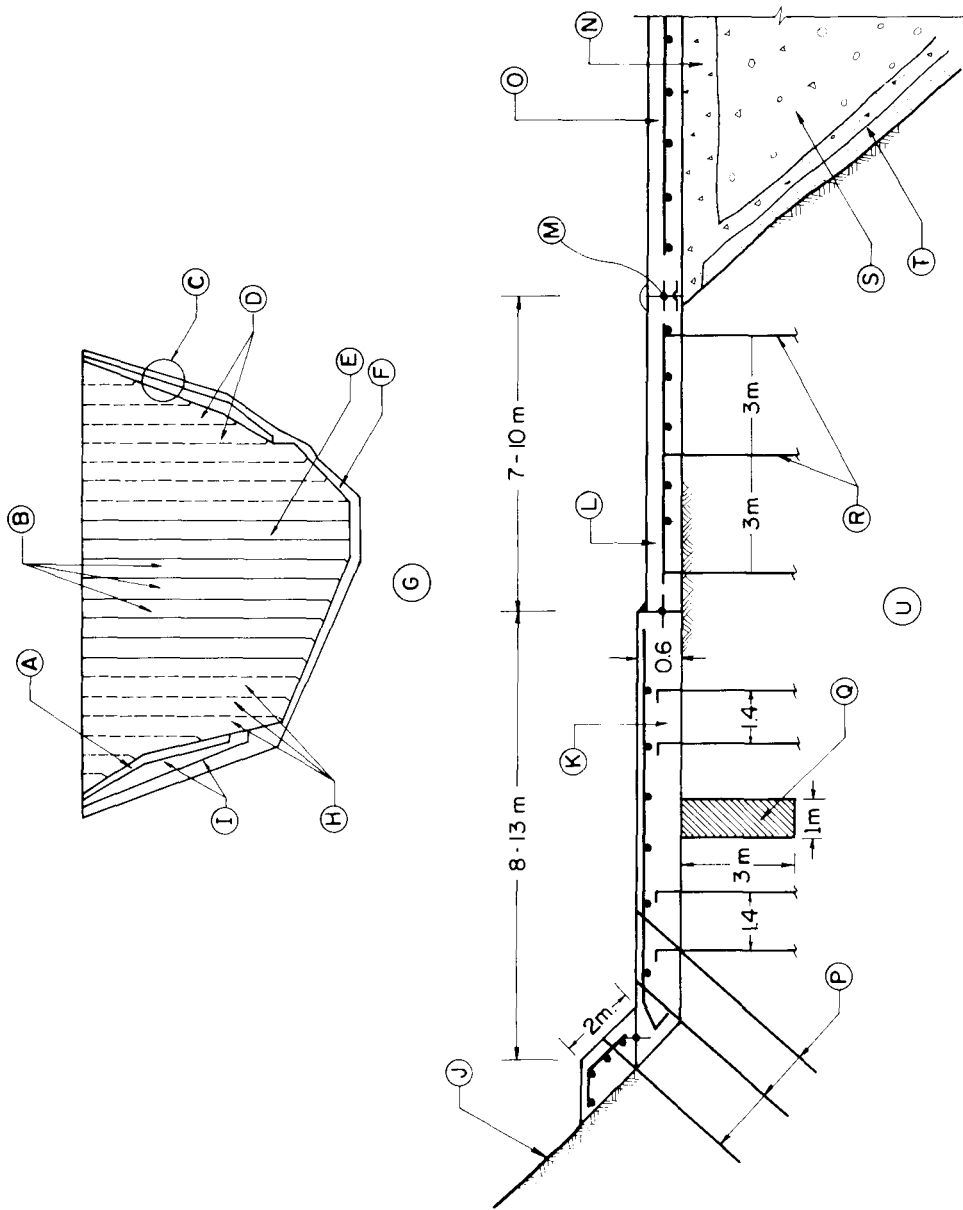


Fig. 7

Salvajina toe slab founded on less competent rock  
*Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur du rocher peu convenable*

- |                         |                                  |
|-------------------------|----------------------------------|
| (A) Connecting slab     | (A) <i>Dalle de raccordement</i> |
| (B) Inner slab          | (B) <i>Dalles centrales</i>      |
| (C) Detail - See Fig. 8 | (C) <i>Voir détail Fig. 8</i>    |
| (D) Outer slab          | (D) <i>Dalles latérales</i>      |
| (E) Concrete face       | (E) <i>Masque en béton</i>       |
| (F) Toe slab            | (F) <i>Socle de pied</i>         |
| (G) Plan                | (G) <i>Vue en plan</i>           |
| (H) Outer slab          | (H) <i>Dalles latérales</i>      |
| (I) Toe slab            | (I) <i>Socle de pied</i>         |
| (J) Shotcrete           | (J) <i>Béton projeté</i>         |
| (K) Toe slab            | (K) <i>Socle de pied</i>         |
| (L) Connecting slab     | (L) <i>Dalle de raccordement</i> |
| (M) Perimetric joint    | (M) <i>Joint périmétral</i>      |
| (N) Zone 1              | (N) <i>Zone 1</i>                |
| (O) Face slab           | (O) <i>Dalle de masque</i>       |
| (P) Grout curtain       | (P) <i>Rideau d'injection</i>    |
| (Q) Concrete cut off    | (Q) <i>Parafouille en béton</i>  |
| (R) Anchor bars         | (R) <i>Barres d'ancrage</i>      |
| (S) Zone 2              | (S) <i>Zone 2</i>                |
| (T) Concrete sand       | (T) <i>Sable à béton</i>         |
| (U) Section A-A         | (U) <i>Coupe A-A</i>             |

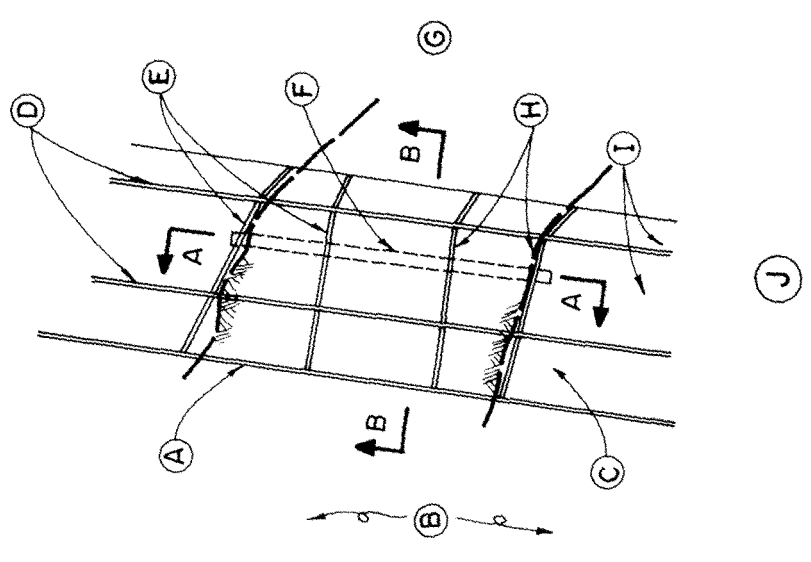
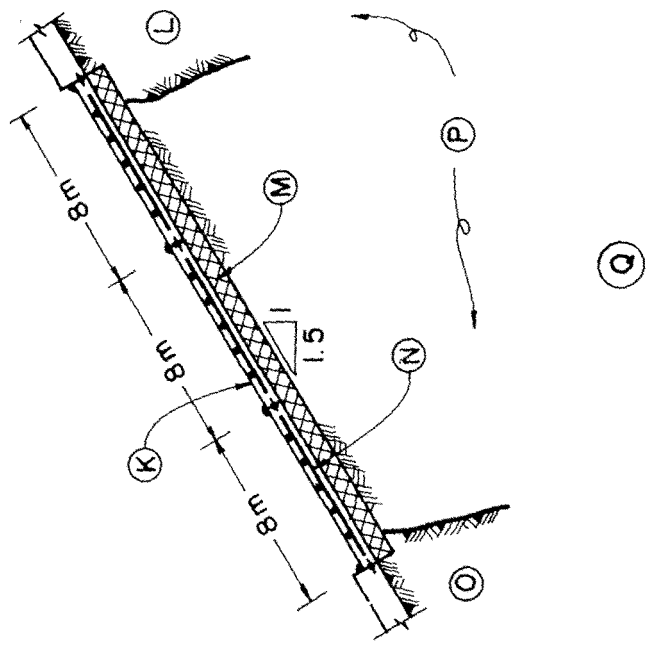


Fig. 8

Salvajina toe slab founded on residual soil  
Plan and section A-A

*Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur sol résiduel  
Vue en plan et coupe A-A*

- (A) Perimetric joint
- (B) Face slab
- (C) Connecting slab
- (D) Vertical joint
- (E) Transverse joint
- (F) Asphaltic sand cut off
- (G) Section B-B (see Fig. 9)
- (H) Transverse joint
- (I) Toe slab
- (J) Plan (See Fig. 7 - Detail)
- (K) Toe slab
- (L) Rock
- (M) Asphaltic sand cut off
- (N) Steel reinforcement
- (O) Rock
- (P) Residual soil
- (Q) Section A-A

- (A) *Joint périmétral*
- (B) *Dalle de masque*
- (C) *Dalle de raccordement*
- (D) *Joint vertical*
- (E) *Joint transversal*
- (F) *Parafouille en sable imprégné de bitume*
- (G) *Coupe B-B (voir Fig. 9)*
- (H) *Joint transversal*
- (I) *Socle de pied*
- (J) *Vue en plan (Voir détail Fig. 7)*
- (K) *Socle de pied*
- (L) *Rocher*
- (M) *Parafouille en sable imprégné de bitume*
- (N) *Armature d'acier*
- (O) *Rocher*
- (P) *Sol résiduel*
- (Q) *Coupe A-A*





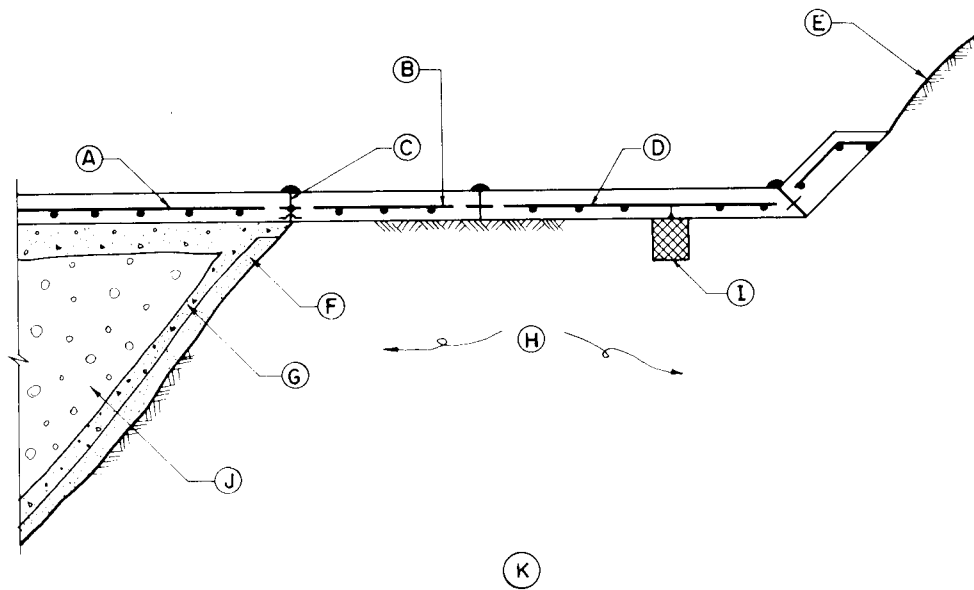
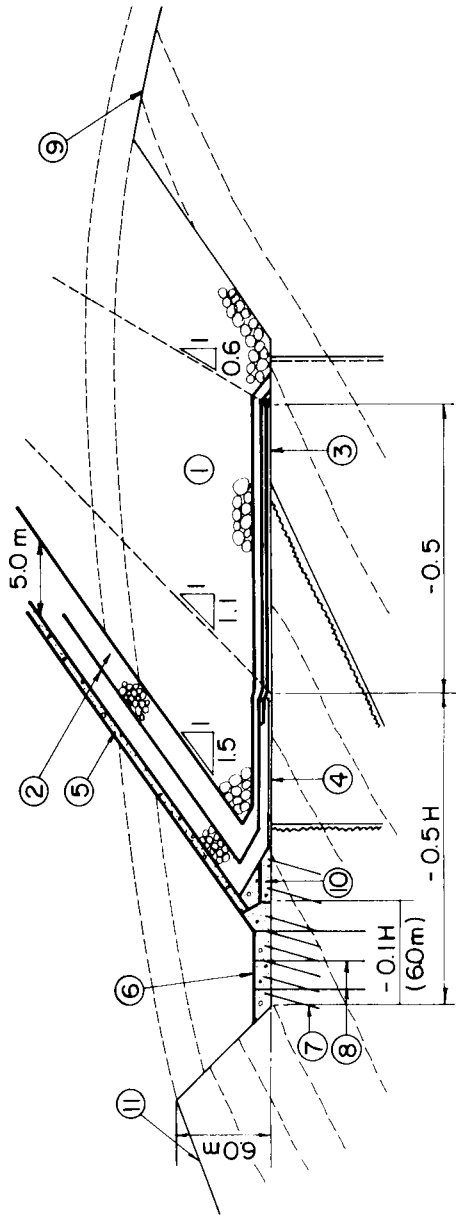


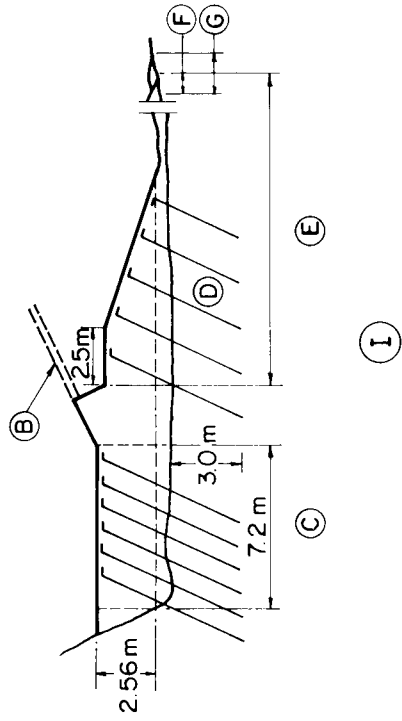
Fig. 9

Salvajina toe slab founded on residual soil. Section B-B  
*Barrage de Salvajina - Socle de pied fondé sur sol résiduel - coupe B-B*

- |                            |   |
|----------------------------|---|
| (A) Face slab              | (A) Dalle de masque                         |
| (B) Connecting slab        | (B) Dalle de raccordement                   |
| (C) Perimetric joint       | (C) Joint périmétral                        |
| (D) Toe slab               | (D) Socle de pied                           |
| (E) Shotcrete              | (E) Béton projeté                           |
| (F) Concrete sand          | (F) Sable à béton                           |
| (G) Zone 1                 | (G) Zone 1                                  |
| (H) Residual soil          | (H) Sol résiduel                            |
| (I) Asphaltic sand cut off | (I) Parafouille en sable imprégné de bitume |
| (J) Gravel fill (zone 2)   | (J) Remblai de gravier (zone 2)             |
| (K) Section B-B            | (K) Coupe B-B                               |



(A)



(I)

Fig. 10

Winneke toe slab details

*Barrage de Winneke - Détails du socle de pied*

- |  |   |
|--|---|
| (A) Upstream toe detail  | (A) <i>Détail du pied amont</i>   |
| (B) Concrete face  | (B) <i>Masque en béton</i>  |
| (C) Anchor bars at 1 m centres longitudinally                    | (C) <i>Barres d'ancrage, 1 m d'intervalle longitudinalement</i>                     |
| (D) Foundation concrete 0.15 m thick width 32-25 m               | (D) <i>Béton de fondation, épaisseur 0,15 m, largeur 32-25 m</i>                    |
| (E) Anchor bars at 2 m centres each way within thickened section | (E) <i>Barres d'ancrage, 2 m d'intervalle dans chaque sens, dans partie épaisse</i> |
| (F) Overlap 2 m minimum  | (F) <i>Chevauchement 2 m minimum</i>  |
| (G) Fine Filter 42 m to 30 m                                     | (G) <i>Filtre fin 42 m à 30 m</i>   |
| (H) Hydraulic head at foundation level                           | (H) <i>Charge d'eau au niveau de fondation</i>                                      |
| (I) High plinth with buttress                                    | (I) <i>Socle élevé, avec contrefort</i>   |
| (1) Rockfill   | (1) <i>Enrochement</i>  |
| (2) Transition   | (2) <i>Zone de transition</i>   |
| (3) Filters  | (3) <i>Filtres</i>  |
| (4) Foundation concrete  | (4) <i>Béton de fondation</i>   |
| (5) Concrete face  | (5) <i>Masque en béton</i>  |
| (6) Plinth   | (6) <i>Socle</i>  |
| (7) Anchor bars  | (7) <i>Barres d'ancrage</i>   |
| (8) Grout curtain  | (8) <i>Rideau d'injection</i>   |
| (9) Foundation   | (9) <i>Décapage jusqu'au rocher très désagrégé</i>                                  |
| (10) Buttress  | (10) <i>Contrefort</i>  |
| (11) Original ground surface                                     | (11) <i>Terrain naturel</i>   |

---

## 4. REFERENCES

---

1. COOKE, J. B., " Progress in Rockfill Dams ", The Eighteenth Terzaghi Lecture presented at the American Society of Civil Engineers, 1982 Annual Convention, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 10, October, 1984, pp. 1381-1414.
2. STEELE, I. C., and COOKE, J. B., " Concrete-Face Rockfill Dams ", Handbook of Applied Hydraulics, C. V. Davis, and K. E. Sorensen, Eds., 3rd Ed., McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, N. Y., 1974, pp. 19.1-19.16.
3. ROBERTS, C. M., " The Quoich Rockfill Dam ", Sixth ICOLD Congress Vol. 3, Q. 22-R. 6, 1958, pp. 1-21.
4. TERZAGHI, K., discussion of " Rockfill Dams : Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams ", by I. C. Steele and J. B. Cooke, Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960, pp. 139-148.
5. FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B., and BARNETT, R. H. W., " Ten Years Surveillance of Cethana Dam ", Fourteenth ICOLD Congress, Vol. 1, Q. 52-R. 51, 1982, pp. 847-866.
6. MATERON, B., " Alto Anchicaya Dam- Ten Years Performance ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 73-87.
7. PINTO, N. L. de S., MATERON, B., and Lago MARQUEZ, P., " Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties ", Fourteenth ICOLD Congress, Vol. 4, Q. 55-R. 51, 1982, pp. 873-905.
8. PINTO, N. L. de S., MARQUEZ, P., and MAURER, E., " Foz do Areia Dam- Design, Construction and Behavior ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 173-191.
9. PINTO, N. L. de S., MARQUEZ, P., and MAURER, E., closure to " Foz do Areia Dam- Design, Construction, and Behavior ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1156-1157.
10. SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A., and HACELAS, J. E., " Design Features of Salvajina Dam ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 266-285.
11. HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., and REGALADO, G., " Construction and Performance of Salvajina Dam ", Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 286-315.
12. HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C.A., " Salvajina : A Concrete-Faced Dam on a Difficult Foundation ", Water Power and Dam Construction, Vol. 38, No. 6, June, 1986, pp. 18-24.

13. HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A., and REGALADO, G., closure to " Construction and Performance of Salvajina Dam ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October 1987, pp. 1182-1187.
14. PECK, R. B., " Where has all the Judgement Gone? " Fifth Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Judgement in Geotechnical Engineering, The Professional Legacy of Ralph B. Peck, J. Dunicliff, and D. U. Deere, Eds., John Wiley and Sons, New York, NY, 1984, pp. 149-155.
15. GOMES FERNANDES, L. H., de OLIVEIRA, E., and de VASCONCELOS PORTO, N., " Rockfill Dams : Parabela Concrete Face Dam ", Transactions, ASCE, Vol., 125, 1960, Figs. 3, 4, 11 and 12, pp. 365-392.
16. SCHMIDT, L. A., " Rockfill Dams : Dix River Dam ", Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960, Figs. 8, 15, and 20, pp. 1-26.
17. COOKE, J. B., Ed., " Symposium on Rockfill Dams ", Transactions, ASCE, Vol. 104, 1960.
18. TERZAGHI, K., discussion of " Rockfill Dams : Wishon and Courtright Concrete Face Dams ", by J. B. Cooke, Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960, pp. 622-625.
19. COOKE, J. B., " CFRD-Zone Under Face- Designation and Grading ", Memo No. 74, J. B. Cooke Inc., 1050 Northgate Drive, San Rafael, California, April 9, 1985 version.
20. LEPS, T. M., CASHATT, C. A., and JANOPAUL, R. N., " New Exchequer Dam, California ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 15-26.
21. COOKE, J. B., " Embankment Dams- Overview of Performance ", presented at the June 16-20, 1975, Program on Recent Developments in the Design, Construction and Performance of Embankment Dams, held at the University of California, Berkeley.
22. HACELAS J. E., and RAMIREZ, C.A., discussions of " The Eighteenth Terzaghi Lecture : Progress in Rockfill Dams ", by J. B. Cooke, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 2, February, 1986, pp. 223-225.
23. REGALADO, G., et al., " Alto Anchicaya Concrete Face Rockfill Dam- Behavior of the Concrete Face ", Fourteenth ICOLD Congress, 1982, Vol. 4, Q. 55-R. 30, pp. 517-535.
24. FITZPATRICK, M. D., et al., " Design of Concrete-Faced Rockfill Dams ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 410-434.
25. COLE, B.A., " Concrete Faced Rockfill Dams in the Pieman River Power Development ", Paper C 1385, Institution of Engineers, Australia, submitted on March 24, 1982.
26. MARSAL, R. J., " Mechanical Properties of Rockfill ", Embankment Dam Engineering, S. Poulos, and R. Hirschfeld, Eds., John Wiley and Sons, New York, NY, 1973, pp. 109-200.
27. MACKENZIE, P. R. and McDONALD, L. A., " Use of Soft Rock in Mangrove Creek Dam ", 20th ANCOLD General Meeting, 1980.
28. MACKENZIE, P. R., and MACDONALD L. A., " Use of Soft Rock for Rockfill ",

- Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 40-72.
29. PENMAN, A. and CHARLES, J. A., " The Quality and Suitability of Rockfill Used in Dam Construction ", Twelfth ICOLD Congress, Vol. 1, Q. 44-R. 26, 1976, pp. 533-556.
  30. SHERARD, J. L., and DUNNIGAN, L. P., " Filters and Leakage Control in Embankment Dams ", Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE, Denver, May, 1985, pp. 1-30.
  31. VITHALANI, J., and BEENE, R. R., " The Use of Soft Rock for R. D. Bailey Dam ", Twelfth ICOLD Congress, Vol. 1, Q. 44-R. 15, 1976, pp. 321-335.
  32. GOOD, R. J., BAIN, D. L. W., and PARSONS, A. M., " Weak Rock in Two Rockfill Dams ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 40-72.
  33. AMAYA F., and MARULANDA, A., " Golillas Dam- Design, Construction, and Performance ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 98-120.
  34. HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., " Salvajina Concrete Face Gravel/Rockfill Dam : Measurement of some Significant Features », Fifteenth ICOLD Congress, Vol. 5, Q. 56-R. 8, 1985, pp. 68-73.
  35. GOSSCHALK, E. M., closure to " Kotmale Dam and Observation on CFRD ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1202-1208.
  36. FITZPATRICK, M. D., and KINSTLER, F. L., " Report on Mesh Protection of Rockfill Dams and Cofferdams ", Australian National Committee on Large Dams, March, 1982, pp. 1-35.
  37. LEPS, T. M., " Review of Shearing Strength of Rockfill ", Proceedings, ASCE, Vol. 96, No. SM 4, July, 1970, pp. 1159-1170.
  38. COOKE, J. B., discussion of " Construction of Foz do Areia Dam ", by B. Materon, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1158-1159.
  39. MATERON, B., closure to " Construction of Foz do Areia Dam ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1159-1160.
  40. SHERARD, J. L., " The Upstream Zone in Concrete Face Rockfill Dams ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 618-641.
  41. CAO, Keming, discussion of " The Upstream Zone in Concrete Face Rockfill Dams ", by J. L. Sherard, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1234-1236.
  42. CASINADER, R., discussion of " The Upstream Zone in Concrete Face Rockfill Dams " by J. L. Sherard, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction,

- and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1231-1234.
43. SHERARD, J. L., closure to " The Upstream Zone in Concrete Face Rockfill Dams ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1241-1246.
  44. MERRITT, A. H., discussion of " The Eighteenth Terzaghi Lecture : Progress in Rockfill Dams ", by J. Barry Cooke, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 2, February, 1986, pp. 229-231.
  45. THOMAS, H. H., " The Engineering of Large Dams ", Part 2, John Wiley & Sons, Inc., New York, N. Y., pp. 526-547.
  46. BODTMAN, W. L., and WYATT, J. D., " Design and Performance of Shiroro Rockfill Dam ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 231-251.
  47. WATAKEEKUL, S., ROBERTS, G. J., and COLES, A. J., " Khao Laem- A Concrete Face Rockfill Dam on Karst ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard. Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, p. 345.
  48. WATAKEEKUL, S., ROBERTS, G. J., and COLES A. J., closure to " Khao Laem. A Concrete Face Rockfill Dam on Karst ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1194-1198.
  49. The Hydroelectric Commission of Tasmania, " Specification for Bitumen Sealing of the Upstream Faces of Wilmot and Cethana Dams ", Specification C. E. 1339, Tasmania, 1968.
  50. PHILLIPS, P. R., " Batang Ai- Transition Zone ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 396-409.
  51. PHILLIPS, P. R., closure to " Batang Ai Transition Zone ", Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1212-1213.
  52. STEELE, I. C., and COOKE, J. B., " Rockfill Dams : Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams ", Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960, pp. 74-116.
  53. FITZPATRICK, M. D. et al., " Instrumentation and Performance of Cethana Dam », Eleventh ICOLD Congress, Vol. I., Q. 42-R. 9, 1973, pp. 145-164.
  54. Corporacion Autonoma Regional del Cauca, CVC, " Anchicaya Dam, Dam Construction and Performance- Consultants Meeting ", January, 1975, Cali, Colombia.
  55. HACELAS, J. E., and MARULANDA, A., discussion of " Design and Performance of Shiroro Rockfill Dam ", by W. L. Bodtman, and J. D. Wyatt, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1162-1163.
  56. FITZPATRICK, M. D., et al., closure to " Design of Concrete-Faced Rockfill



- Dams ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1224-1227.
57. HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., closure to “ Design Features of Salvajina Dam ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1179-1181.
  58. DASCAL, O., “ The Outardes 2 Concrete-Faced Rockfill Dam ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 121-139.
  59. PRUSZA, Z., DE FRIES, K., and LUQUE F., “ The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 608-617.
  60. HACELAS, J. E., and RAMIREZ, C. A., “ Interaction Phenomena Observed in the Core and Downstream Shell of Chivor Dam ”, Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Speciality Session No. 8, June, 1977.
  61. SHERARD, J. L., discussion of “ Design Features of Salvajina Dam ”, by J. M. Sierra, J. E. Hancelas and C. A. Ramirez, Concrete Face Rockfill Dam- Design, Construction and Performance, ASCE, October, 1985, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1176-1179.
  62. CASINADER, R. J., and STAPLEDON, D. H., “ The Effect of Geology on the Treatment of the Dam- Foundation Interface of Sugarloaf Dam ”, Thirteenth ICOLD Congress, Vol. 1, Q. 48-R. 32, 1979, pp. 591-619.
  63. CASINADER, R. J., and WATT, R. E., “ Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance, J. B. Cooke, and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 140-162.
  64. HACELAS, J. E., “ Non-Quantifiable Problems in Dam Safety ”, Fourteenth ICOLD Congress, Vol. 5, Q. 52-R. 12, 1982, pp. 109-110.
  65. COOKE, J. B., “ Comments on Q. 55 and Q. 52 ”, Fourteenth ICOLD Congress, Vol. 5, Q. 55-R. 28, 1982, pp. 645-646.
  66. DEERE, D. U., “ Cement Bentonite Grouting for Dams ”, Grouting in Geotechnical Engineering, Wallace Hayward Baker, Ed., ASCE, New York, N. Y., 1982, pp. 279-300.
  67. SEED, H. BOLTON, et al., “ Seismic Design of Concrete Faced Rockfill Dam ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds. ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 459-478
  68. ARRAU, Luis et al., “ Performance of Cogoti Dam Under Seismic Loading ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 1-14.
  69. BUREAU, Gilles et al., “ Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams ”, Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction and Performance, J. B. Cooke and J. L. Sherard, Eds., ASCE, Detroit, October, 1985, pp. 479-508.

70. NEWMARK, N., " Effect of Earthquakes on Dams and Embankments ", *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, London, England, June 1985.
71. AMBRASEYS, N. N. and SARMA, S. K., the Response of Earth Dams to Strong Earthquakes ", *Geotechnique*, Vol. 17, London, England, 1967.
72. AMAYA, F., and MARULANDA, A., closure to " Golillas Dam- Design, Construction, and Performance ", *Concrete Face Rockfill Dams- Design, Construction, and Performance*, ASCE, October, 1985, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10, October, 1987, pp. 1144-1147.
73. COOKE, J. B., and SHERARD, J. L., " Design of the Concrete Face Rockfill Dam ", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Paper No. 21853, October, 1987, pp. 1113-1132.
74. SHERARD, J. L., and COOKE, J. B., " The Concrete Face Rockfill Dam- An Assessment ", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Paper No. 21852, October, 1987, pp. 1096-1112.



APPENDIX A / ANNEXE A  
TABLES 1 TO 3 / TABLEAUX 1 A 3

**TABLEAU 1**  
**Liste partielle de BEMB de plus de 50m de haut et de leurs caractéristiques**  
**(AVEC QUELQUES EXEMPLES DE BARRAGES EN ENROCHEMENT COMPACTE )**

NOM	HAUTEUR m	LIEU	ANNÉE D'ACHÈVE- MENT	PENTES PAM	PENTES PAV	TYPE D'ENROCHEMENT	SUPERFICIE PAREMENT m <sup>2</sup>	EQUATION DE DALLE m + CH	% D'ARMA- TURE	LARGEUR SOCLE DE PIED m	ZONE 2 EN m HORIZ.
MORENA	54	Californie	1895	0,5 - 0,3	1,9	EV - Granite		0,23 + 0,003H	0,5	Tranchée	
STRAWBERRY	50	Californie	1916	1,1 - 1,2	1,3	EV - Granite		0,23 + 0,003H	0,5	Tranchée	
DIX RIVER	84	Kentucky	1925	1,0 - 1,2	1,4	EV - Calcaire				Tranchée	
SALT SPRINGS	100	Californie	1931	1,1 - 1,4	1,4	EV - Granite	10900	0,3 + 0,0067H	0,5	Tranchée	
COGSWELL	85	Californie	1934	1,35	1,6	EV - Granite Gneiss		0,3		Tranchée	
MALPASO	78	Pérou	1936	0,5	1,33	EC & EV					
COGOTI	75	Chili	1939	1,6	1,8	EV - Matériaux roulés	16000	0,2 + 0,008H		Tranchée	
LOWER BEAR No.1	71	Californie	1952	1,3	1,4	EV - Granite	5800	0,3 + 0,0067H	0,5	Tranchée	
LOWER BEAR No-2	50	Californie	1952	1,0	1,4	EV - Granite	2800	0,3 + 0,0067H	0,5	Tranchée	
PARADELA	112	Portugal	1955	1,3	1,3	EV - Granite	55000	0,3 + 0,00735H	0,5	Tranchée	
LA JOIE	67	Canada	1955	1,1	1,5	EV -		Béton projeté		Tranchée	
PINZANES	67	Mexique	1956	1,2	1,3	EV -				Tranchée	
COURTRIGHT	98	Californie	1958	1,0 - 1,3	1,3	EV - Granite	6700	0,3 + 0,0067H	0,5	Tranchée	
WISHON	82	Californie	1958	1,0 - 1,3	1,4	EV - Granite	20000	0,3 + 0,0067H	0,5	Tranchée	
SAN IDELFONSO	62	Mexique	1959	1,4	1,4	EC - EV					
VILAR	55	Portugal	1965	1,1 - 1,3	1,3	EV - Granite		0,3 C,00735H	0,5	Tranchée	
NEW EXCHEQUER	150	Californie	1966	1,4	1,4	Surtout EV-Méta Andésite		0,3 0,0067H	0,5		
CABIN CREEK	76	Colorado	1967	1,3	1,3	EC -					
FADES	70	France	1967	1,3	1,3	EC - Granite	16500	0,35 + 0,0042H	0,5	4,0	
RAMA	110	Yougoslavie	1967	1,3	1,3						
PIEDRAS	37	Espagne	1967	1,3	1,3	EC - Grès		0,25	0,5	4,0	
KANGAROO CREEK	59	Australie	1968	1,3	1,4	EC - Schiste	8000	0,3 + 0,005H	0,5	3,7	3,6
PINDARI	45	Australie	1969	1,3	1,3	EC - Rhyolite	16400	0,48 + 0,002H	0,81	2,6 + 0,085H	4,5
PINDARI RAISED	75	Australie	1987	1,3	1,3	EC - Rhyolite					
CETHANA	110	Australie	1971	1,3	1,3	EC - Quartzite	23700	0,3 + 0,002H	0,8	3 - 5,36	3 + 3
ALTO ANCHICAYA	140	Colombie	1974	1,4	1,4	EC - Hornfels	22300	0,3 + 0,003H	180,5	7,0	10 Variable (piéd)
LOS CAMPITOS	54	Espagne	1974			EC -					
EL TEJO	40	Espagne	1974			EC -					
ROUCHAIN	60	France	1976	1,4	1,4	EC - Granite	16000	0,35 + 0,0042H	0,5	4,0	
LITTLE PARA	54	Australie	1977	1,3	1,4	EC - Dolomite schisteuse	10200	0,3 + 0,0029H	0,5	4,0	4,0

**TABLE 1**  
**Partial list of CFRD dams over 50m high with design data**  
**(SOME LOWER THAN 50M COMPACTED ROCKFILL DAMS INCLUDED)**

1 NAME	2 HEIGHT m	3 LOCATION	4 YEAR COM- PLETED	5 SLOPES U.S. D.S.	6 FILL - ROCKTYPE	7 FACE AREA m <sup>2</sup>	8 SLAB EQUATION m + CH	9 % REINFORCE- MENT EACH WAY	10 TOE SLAB WIDTH m	11 ZONE 2 HORIZONTAL WIDTH m
MORENA	54	California	1895	0.5 - 0.3	1.9	DR - Granite	0.23+0.003H	0.5	Trench	
STRAWBERRY	50	California	1916	1.1 - 1.2	1.3	DR - Granite	0.23+0.003H	0.5	Trench	
DIX RIVER	84	Kentucky	1925	1.0 - 1.2	1.4	DR - Limestone		0.5	Trench	
SALT SPRINGS	100	California	1931	1.1 - 1.4	1.4	DR - Granite	10900	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench
COGSWELL	85	California	1934	1.35	1.6	DR - Granite Gneiss	0.3		Trench	
MALPASO	78	Peru	1936	0.5	1.33	PR & DR				
COGOTI	75	Chile	1939	1.6	1.8	DR - Gravel	0.2 + 0.008H		Trench	
LOWER BEAR No.1	71	California	1952	1.3	1.4	DR - Granite	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
LOWER BEAR No.2	50	California	1952	1.0	1.4	DR - Granite	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
PARADELA	112	Portugal	1955	1.3	1.3	DR - Granite	0.3 + 0.00735H	0.5	Trench	
LA JOIE	67	Canada	1955	1.1	1.5	DR -	Shotcrete		Trench	
PINZANES	67	Mexico	1956	1.2	1.3	DR -			Trench	
COURTRIGHT	98	California	1958	1.0 - 1.3	1.3	DR - Granite	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
WISHON	82	California	1958	1.0 - 1.3	1.4	DR - Granite	0.3 + 0.0067H	0.5	Trench	
SAN IDELFONSO	62	Mexico	1959	1.4	1.4	CR - DR				
VILAR	55	Portugal	1965	1.1 - 1.3	1.3	DR - Granite	0.3 + 0.00735H	0.5	Trench	
NEW EXCHEQUER	150	California	1966	1.4	1.4	Main DR-Meta Andesite	0.3 + 0.0067H	0.5		
CABIN CREEK	76	Colorado	1967	1.3	1.3	CR -		0.5		
FADES	70	France	1967	1.3	1.3	CR - Granite	0.35+0.0042H	0.5	4.0	
RAMA	110	Yugoslavia	1967	1.3	1.3					
PIEDRAS	37	Spain	1967	1.3	1.3	CR - Sandstone	0.25	0.5	4.0	
KANGAROO CREEK	59	Australia	1968	1.3	1.4	CR - Schist	0.3 + 0.005H	0.5	3.7	3.6
PINDARI	45	Australia	1969	1.3	1.3	CR - Rhyolite	0.48+0.002H	0.81	26+0.085H	4.5
PINDARI RAISED	75	Australia	1987	1.3	1.3	CR - Rhyolite				
CETHANA	110	Australia	1971	1.3	1.3	CR - Quartzite			3 - 5.36	3 + 3
ALTO ANCHICAYA	140	Colombia	1974	1.4	1.4	CR - Hornfels	0.3 + 0.002H	0.6	7.0	Varies -10 (Top)
LOS CAMPITOS	54	Spain	1974			CR -	0.3 + 0.003H	18.05		
EL TEJO	40	Spain	1974			CR -				
ROUCHAIN	60	France	1976	1.4	1.4	CR - Granite	0.35+0.0042H	0.5	4.0	
LITTLE PARA	54	Australia	1977	1.3	1.4	CR - Shaly Dolomite	0.3 + 0.0029H	0.5	4.0	4.0







ALSASUA	50	Espagne	1985	1,3	1,4	EC - Calcaire	11 850	0,3 + 0,003H	0,4	4,5(Galerie)	3,0
KOTMALE	97	Sri Lanka	1985	1,4	1,45	EC - Charnockite	60 000	0,3 + 0,002H	0,65	3 - 8	3 + 3
BATANG AI (MAIN DAM)	70	Sarawak	1985	1,4	1,4	EC - Dolérite	65 000	0,3	0,50	4,6	3,5
REECE (LOWER PIEMAN)	122	Australie	1986	1,3	1,3- 1,5	EC - Dolérite	15 000	0,3 + 0,00 1H	0,65	3 - 9	3 + 3
IRURO	50	Pérou	1988								
CIRATA	125	Indonésie	1987	1,3	1,4	EC - Brèche Andésitique		0,3 + 0,003H	0,4	4,5 & 7	5 - 9
CIRATA (RAISED)	140	Indonésie	P								
SPICER MEADOW	82	Californie	1987	1,4	1,4	EC - Granite		0,3 + 0,003H	0,4	6,0	3 - 4
AHNING	74	Malaysie	1988	1,3	1,3	EC - Quartzite	15 900	0,30	0,61	6,0	2 + 5
						& Conglomérats					
WHITE SPUR	45	Australie	1988	1,3	1,3	Tuf (Cambrien)	4 300	0,25	0,50	3 - 4,2	
XIBEIKOU	95	Chine	1988	1,4	1,4	EC - Calcaire	22 300	0,3 + 0,003H	0,50	4 - 6	
BALSAM MEADOWS	40	Californie	1987	1,4	1,4	EC - Granite					
BRADLEY LAKE	40	Alaska	1989	1,6	1,6	EC - Grauwacke		0,3	0,50	4 - 5	4
CROTTY	82	Australie	1990	1,3	1,5	EC & GC - Quartzite	13 300	0,3	0,50	3 - 4,2	1,2
ALDER	100	Californie	1990	1,4	1,4- 1,6	EC - Granite-R.Volcanique	16 000	0,3 + 0,003H	0,40	3 - 6	6
ITA	123	Brésil	ECE	1,3	1,3	EC - Basalte	110 000	0,3 + 0,00334H	0,36-0,44	5,5 - 6,5	3 - 6
SEGREDO	145	Brésil	1991	1,3	1,2 & 1,4	EC - Basalte	86 400	0,3 + 0,00348H	0,4	3 - H/15	3
ACENA	65	Espagne	ECE	1,3	1,3	EC - Gneiss	21 800	0,3 + 0,003H			
CARCAUZ	70	Espagne	ECE								
KALIWA	100	Philippines	ECE								
MACHADINHO	124	Brésil	1993	1,3	1,3	EC - Basalte	100 000	0,3 + 0,00334H	0,4		3 - 6
ARRIARAN	50	Espagne	ECE	1,4	1,4	EC -					
SPLIT ROCK	67	Australie	ECE	1,3	1,3	EC - Grauwacke Matériaux roulés		0,3	0,35		4
CAÑUELO	35	Espagne	ECE			Brèche, r. Silteuse					
LA MIEL	180	Colombie	ECE	1,5	1,5	EC - Diorite		0,3 + 0,003H	0,4	4min.&H/20	4 - 11
DEER CREEK	85	Wyoming	ECE	1,3	1,3	EC - Granite	21 100	0,3	0,4	4,6	3,2
XINGO	140	Brésil	1992	1,4	1,3	EC - Granite Gneiss	135 000	0,3 + 0,0029H	0,4	5 - 7	4 - 8
ULU AI	110	Malaysia	1989	1,3	1,4	EC - Grauwacke	48 000	0,30 6.6 m.	0,61	6	3 + 4 = 7
						& Grès		+ 0,0045H			
DINKEY CREEK	119	Californie	P	1,4	1,4	EC - Granite	35 000	0,3 + 0,0036H	0,4	4,3 - 5,5	3,7
PIRAY - GUAZU II	73	Argentine	P	1,3	1,3	EC - Basalte	38 000	0,3 + 0,005H	0,5	3 - 4	3,6
CUESTA BLANCA	80	Argentine	P	1,4	1,5	EC - Gneiss	50 000	0,3 + 0,003H	0,5	3,5 - 4,5	3,5

ALSASUA	50	Spain	1985	1.3	1.4	CR - Limestone	11 850	0.3 + 0.003H	0.4	4.5 (Gallery)	3.0
KOTMALE	97	Sri Lanka	1985	1.4	1.45	CR - Charnockite	60 000	0.3 + 0.002H	0.65	3 - 8	3 + 3
BATANG AI (MAIN DAM)	70	Sarawak	1985	1.4	1.4	CR - Dolerite	65 000	0.3	0.50	4.6	3.5
REECE (LOWER PIEMAN)	122	Australia	1986	1.3	1.3 - 1.5	CR - Dolerite	15 000	0.3 + 0.001H	0.65	3 - 9	3 + 3
IRURO	50	Peru	1988								
CIRATA	125	Indonesia	1987	1.3	1.4	CR - Breccia Andesite		0.3 + 0.003H	0.4	4.5 & 7	5 - 9
CIRATA (RAISED)	140	Indonesia	P								
SPICER MEADOW	82	California	1987	1.4	1.4	CR - Granite		0.3 + 0.003H	0.4	6.0	3 - 4
AHNING	74	Malaysia	1988	1.3	1.3	CR - Quartzite	15 900	0.30	0.61	6.0	2 + 5
						& Conglomerates					
WHITE SPUR	45	Australia	1988	1.3	1.3	Tuff (Cambrian)	4 300	0.25	0.50	3 - 4.2	6
XIBEIKOU	95	China	1988	1.4	1.4	CR - Limestone	22 300	0.3 + 0.003H	0.50	4 - 6	4
BALSAM MEADOWS	40	California	1987	1.4	1.4	CR - Granite					
BRADLEY LAKE	40	Alaska	1989	1.6	1.6	CR - Greywacke		0.3	0.50	4 - 5	4
CROTTY	82	Australia	1990	1.3	1.5	CR & CG - Quartzite	13 300	0.3	0.50	3 - 4.2	12
ALDER	100	California	1990	1.4	1.4 - 1.6	CR - Granite-Volcanics	16 000	0.3 + 0.003H		3 - 6	6
ITA	123	Brazil	UD	1.3	1.3	CR - Basalt	110 000	0.3 + 0.00334H	0.40		3 - 6
SEGREDO	145	Brazil	1991	1.3	1.2 & 1.4	CR - Basalt	86 400	0.3 + 0.00348H	0.36-0.44	5.5 - 6.5	8
ACENA	65	Spain	UD	1.3	1.3	CR - Gneiss	21 800	0.3 + 0.003H	0.4	3 - H/15	3
CARCAUZ	70	Spain	UD								
KALIWA	100	Philippines	UD								
MACHADINHO	124	Brazil	1993	1.3	1.3	CR - Basalt	100 000	0.3 + 0.00334H	0.4		3 - 6
ARRIARAN	50	Spain	UD	1.4	1.4	CR -					
SPLIT ROCK	67	Australia	UD	1.3	1.3	CR - Greywacke Gravel Breccia, Siltstone		0.3	0.35		4
CANUELO	35	Spain	UD								
LA MIEL	180	Colombia	UD	1.5	1.5	CR - Diorite		0.3 + 0.003H	0.4	4 min. & H/20	4 - 11
DEER CREEK	85	Wyoming	UD	1.3	1.3	CR - Granite	21 100	0.3	0.4	4.6	3.2
XINGO	140	Brazil	1992	1.4	1.3	CR - Granite Gneiss	135 000	0.3 + 0.0029H	0.4	5 - 7	4 - 8
ULU AI	110	Malaysia	1989	1.3	1.4	CR - Greywacke	48 000	0.30 66m + 0.0045H	0.61	6	3 + 4 - 7
DINKEY CREEK	119	California	P	1.4	1.4	& Sandstone CR - Granite	35 000	0.3 + 0.0036H	0.4	4.3 - 5.5	3.7
PIRAY - GUAZU II	73	Argentina	P	1.3	1.3	CR - Basalt	38 000	0.3 + 0.005H	0.5	3 - 4	3.6
CUESTA BLANCA	80	Argentina	P	1.4	1.5	CR - Gneiss	50 000	0.3 + 0.003H	0.5	3.5 - 4.5	3.5



PORCE III	155	Colombia	P	1.3	1.3-1.5	CR - Greywacke	54900	0.30	0.5	4.0 - 6.5	3.0 - 3.5
KAENG KRUNG	110	Thailand	P	1.3	1.3	CR -					
YESA	117	Spain	P	1.3	1.5	CR -					
LAREOS	40	Spain	P	1.4	1.4	CR - Limestone	168000	0.3 + 0.0034H	0.4	4 - 9	5 - 12
TIANSHENGQIAO	180	China	P	1.4	1.5	CR - Limestone	46200	0.3 + 0.00375H	0.5	4.0 - 7.5	4 - 10
PANKOU	118	China	P	1.5	1.6	CG - Gravel		0.3 + 0.003H	0.4	3-1/20H	3-6
SETI	220	Nepal	F	1.4	1.5	CR - Conglomerate	58900	0.3 + 0.003H	0.5	4 - 7	3-5
NAN KHEK	125	Thailand	F	1.4	1.5	Sandstone					
LONG TAN	215	China	F	1.4	1.4	CR - Sandstone	220000	0.3 + 0.003H	0.3-0.4	3 - 10	4 - 12
TANKENG	160	China	F	1.4	1.4	CR - Welded Tuff	93600	0.3 + 0.00357H	0.4	6 - 12	4 - 10
SONGSHAN	78	China	F	1.4	1.4	CR - Andesite	23600	0.3 + 0.003H	0.5	6 - 8	5 - 7
SHANXI	146	China	F	1.4	1.5	CR - CG, Rhyolite					
SHUANGGOU	103	China	F	1.4	1.5	CR - Andesite	42200	0.3 + 0.0031H	0.5	6 - 8	5 - 7
XIAOSHAN	94	China	F	1.4	1.5	CR - Andesite	36000	0.3 + 0.0031H	0.5	6 - 8	5 - 7
AGUAMILPA	190	Mexico	UD	1.5	1.3			0.3 + 0.003H			
HUALLAGA	140	Peru	P								
CAMPOS NOVO	210	Brazil	1993								
BABAQUARA	80	Brazil	UD								
JURUA	40	Brazil	UD								
GUANMENSHAN	59	China	P	1.4	1.6	CR - Andesite		0.3 + 0.003 H	0.4	3 - 5	
GOU HOU	70	China	P	1.6	1.6	CG - Gravel		0.3 + 0.004H	0.4-0.5	3 - 5	
LONG XI	57	China	P	1.4	1.4	CR - Tuff, Lava		0.3 + 0.0043H		5 - 7.5	
BAJIAOTAN	70	China	P	1.4	1.4	CR - Shale					
ZIPINGPU	150	China	F	1.5	1.72	CG - Gravel					
WANAN	91	China	F	1.3	1.4	CR - Granite-Porphry		0.3 + 0.0037H		3.5 - 7	
XIAO-GANGOU	60	China	F	1.4	1.4	CR - Granite					
BAIYUN	130	China	F	1.5	1.4	CR - Quartz, Sandstone		0.3 + 0.0072H	0.5		
BAO BUGOUG	150	China	F								
CHENGBING	75	China	1988	1.3	1.3	CR - Tuff, Lava	15800	0.3 + 0.0027H	0.4	3.4 - 12.5	5
ZHUSHUQIAO	74	China	1988	1.5	1.75	CR - Limestone	28200	0.3 + 0.0034H	0.3	3.5 - 5.0	3
						Weathered Slate					
LONGXI	56	China	1989	1.3	1.4	CR - Tuff Lava	7070	0.4	0.4	4 - 5	2
FENTANG	67	China	1989	1.3	1.4	CR - Tuff Lava	11800	0.4	0.5	4 - 6	2
AGUAS BLANCAS	40	Colombia	1990	1.5	1.5	CG - Gravel		0.3	0.4	4.0	4

LEGEND: UD= Under Design, P= Proposed, F= Feasibility, US = Upstream Slope, DS= Downstream Slope, DR= Dumped Rockfill, H= Height, CG= Compacted Gravel, % On Design Area, Column (II) Zone 2 Is Face Zone

**TABLEAU 2**  
Déplacements maxima du joint périphérique

BARRAGE	ANNÉE D'ACHÈVEMENT	HAUTEUR MAXIMUM m	TYPES D'ENROCHEMENT	MOUVEMENTS EN mm		
				Perpend. au joint (ouverture)	Parall. au joint (cisaillement)	Perpend. au masque (fassement)
Foz do Areia	1980	160	Basalte, EC	23	25	55
Salvajina	1984	148	Gravier, GC	9,1	15,4	19,5
Alto Anchicayá	1974	140	Hornfels, EC	125	15	> 100
Khao Laem	1984	130	Calcaire, EC	5 ?	-	8 ?
Gollilas	1978	127	Gravier, GC	100	-	36
Shiroro	1983	125	Granite, CR	30	21	> 50
Reece	1986	122	Diabase, EC	7	-	70
Cethana	1971	110	Quartzite, EC	11	7	-
Murchison	1982	94	Rhyolite, EC	12	7	10
Kotmale	1984	90	Charnockite, EC	2	5	20
Sugarloaf	1982	85	Gneiss	9	24	19
Mackintosh	1981	75	Grès, EC	5	3	20
Bastyan	1983	75	Grauwacke, EC	4,8	-	21,5
Serpentine	1972	39	Rhyolite, EC	1,8	-	5,3
Paloona	1971	38	Quartzite, EC	0,5	-	5,5
Tullabardine	1982	26	Chert, EC	-	0,3	0,7
			Grauwacke, EC			
			EC = Enrochement compacté			
			GC = Gravier compacté			

**TABLE 2**  
**Maximum perimeter joint movements**

DAM	YEAR COMPLETED	MAXIMUM HEIGHT m	ROCKFILL TYPE	JOINT MOVEMENTS IN MILLIMETERS		
				Normal to joint (Opening)	Parallel to joint (Shear)	Normal to face (Settlement)
Foz do Areia	1980	160	Basalt, CR	23	25	55
Salvajina	1984	148	Gravels, CG	9.1	15.4	19.5
Alto Anchicaya	1974	140	Hornfels, CR	125	15	>100
Khao Luem	1984	130	Limestone, CR	5?	-	8?
Golillas	1978	127	Gravels, CG	100	-	36
Shiroro	1983	125	Granite, CR	30	21	> 50
Reece	1986	122	Dolerite, CR	7	-	70
Cethana	1971	110	Quartzite, CR	11	7	-
Murchison	1982	94	Rhyolite, CR	12	7	10
Kotmale	1984	90	Charnockite, CR Gneiss	2	5	20
Sugarloaf	1982	85	Sandstone, CR	9	24	19
Mackintosh	1981	75	Greywacke, CR	5	3	20
Bastyan	1983	75	Rhyolite, CR	4.8	-	21.5
Serpentine	1972	39	Quartzite, CR	1.8	-	5.3
Paloona	1971	38	Chert, CR	0.5	-	5.5
Tullabardine	1982	26	Greywacke, CR	-	0.3	0.7
CR = Compacted rockfill						
CG = Compacted gravel						

**TABLE 3**  
**Downstream slopes for different ground movement conditions**

EARTHQUAKE MAGNITUDE	PEAK BASE ACCELERATION	PEAK CREST ACCELERATION	AVERAGE D. S. SLOPE FOR DISPLACEMENTS OF 2 ft OR MORE	AVERAGE D. S. SLOPE FOR DISPLACEMENTS OF 1 ft OR LESS	AREAS OF LOW TO MODERATE SEISMICITY
6 1/2	< 0.1 g	< 0.25g	1.35	1.40	AREAS OF LOW TO MODERATE SEISMICITY
6 1/2	≈ 0.15g	≈ 0.45g	1.4	1.40	
7 1/2	≈ 0.15g	≈ 0.45g	1.4	1.40	
8 1/2	≈ 0.15g	≈ 0.45g	1.45	1.45	
6 1/2	≈ 0.3 g	≈ 0.75g	1.5	1.5	
7 1/2	≈ 0.3 g	≈ 0.75g	1.55	1.60	AREAS OF HIGH SEISMICITY
8 1/2	≈ 0.3 g	≈ 0.75g	1.65	1.7	
6 1/2	≈ 0.5 g	≈ 1.0 g	1.55	1.55	
7 1/2	≈ 0.5 g	≈ 1.0 g	1.6	1.65	AREAS OF VERY HIGH SEISMICITY
8 1/2	≈ 0.5 g	≈ 1.0 g	1.8	1.8	

**TABLEAU 3**  
Pente aval en fonction de l'activité tellurique

MAGNITUDE DU SÉISME	ACCÉLÉRATION MAXIMALE DE LA FONDATION	ACCÉLÉRATION MAXIMALE DE LA CRÊTE	PENTE AVAL MOY. POUR DÉPLACEMENTS DE 60 CM (2 PI) OU PLUS	PENTE AVAL MOY. POUR DÉPLACEMENTS DE 30 CM (1 PI) OU MOINS	ZONES
6 1/2	0,1 g	0,25 g	1,35	1,40	ZONES DE SISMICITÉ FAIBLE A MODÉRÉE
6 1/2	0,15 g	0,45 g	1,4	1,40	
7 1/2	0,15 g	0,45 g	1,4	1,40	
8 1/2	0,15 g	0,45 g	1,45	1,45	
6 1/2	0,3 g	0,75 g	1,5	1,5	
7 1/2	0,3 g	0,75 g	1,55	1,60	ZONES DE FORTE SISMICITÉ
8 1/2	0,3 g	0,75 g	1,65	1,7	
6 1/2	0,5 g	1,0 g	1,55	1,55	
7 1/2	0,5 g	1,0 g	1,6	1,65	ZONES DE TRÈS FORTE SISMICITÉ
8 1/2	0,5 g	1,0 g	1,8	1,8	





APPENDIX B / ANNEXE B  
PHOTOS 1 TO 9 / PHOTOS 1 A 9

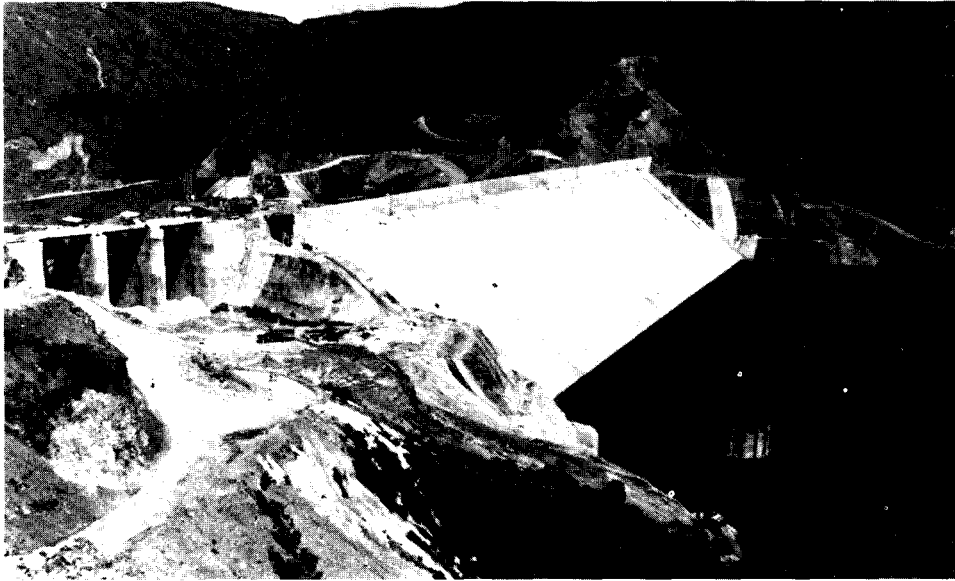


Photo 1

General view of Salvajina concrete face dam.  
*Barrage de Salvajina - Vue générale du masque en béton.*

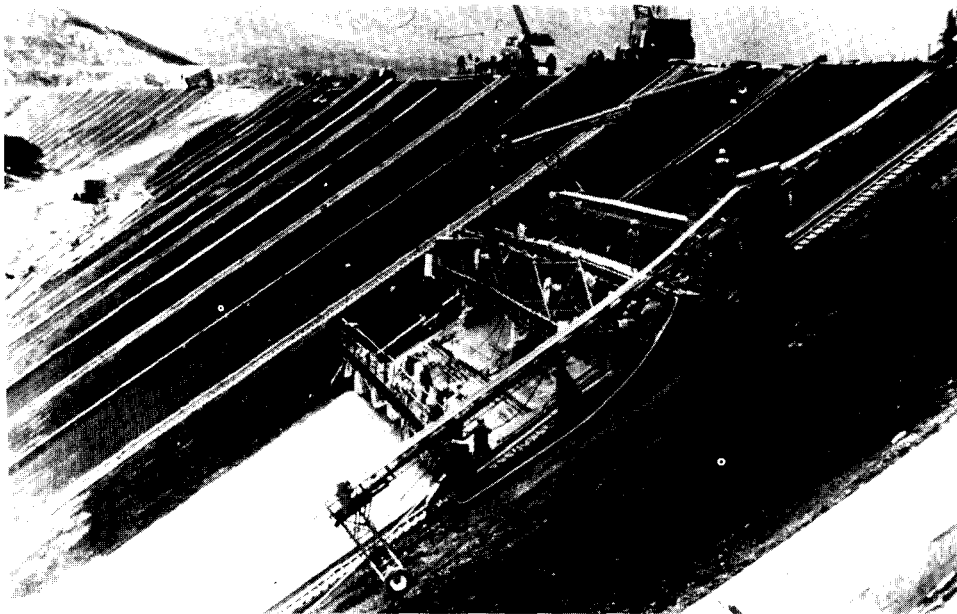


Photo 2

Terror Lake Dam - Slab concrete pouring by conveyor belts  
*Barrage de Terror Lake - Mise en place du béton  
du masque par transporteur à bandes.*

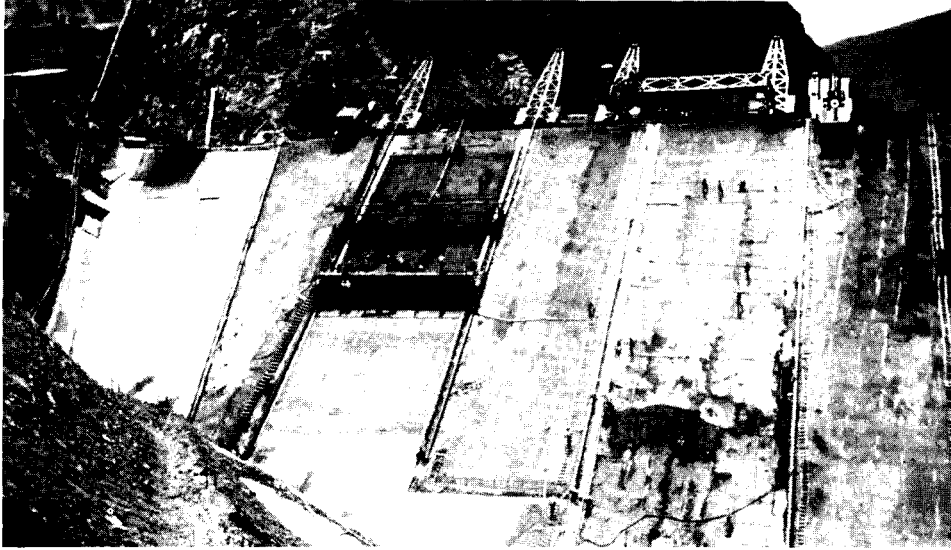


Photo 3

Salvajina Dam - Slab concrete pouring by conventional method

*Barrage de Salvajina - Bétonnage du masque  
par la méthode classique.*

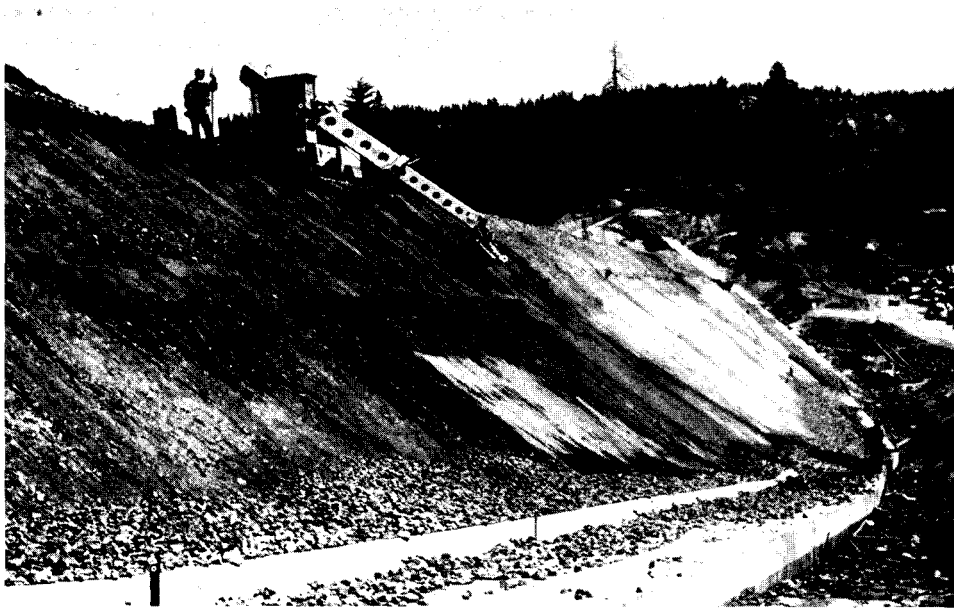


Photo 4

Balsam Meadow Dam - Finishing upstream slope  
and protection with shotcrete.

*Barrage de Balsam Meadow - Finition du parement amont  
et protection en béton projeté.*

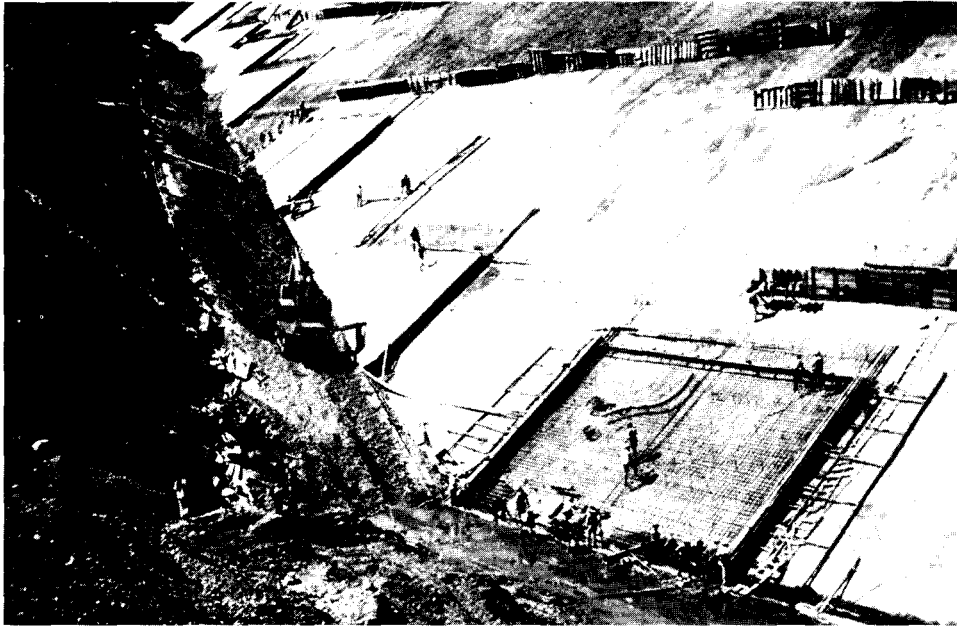


Photo 5

Salvajina Dam - Starter slabs.

*Barrage de Salvajina - Dalles de départ.*



Photo 6

Salvajina Dam toe slab - Note waterstops along perimeter joint.

*Barrage de Salvajina - Socle de pied (on aperçoit le waterstop  
le long du joint périmétral).*



Photo 7

Salvajina Dam - Placing IGAS and its protection along perimetric joint.

*Barrage de Salvajina - Mise en place de mastic IGAS  
et de sa protection le long du joint périmétral.*



Photo 8

General view of Spicer Meadow dam during construction.

*Barrage de Spicer Meadow - Vue générale  
au cours de la construction.*



Photo 9

General view of Batang Ai dam showing curved concrete face at left abutment.

*Barrage de Batang Ai - Vue générale montrant la courbure  
sur l'appui rive gauche.*



Imprimerie de Montlignon  
61400 La Chapelle Montlignon  
Dépôt légal : juin 1989  
N° 14177  
ISSN 0534-8293  
Couverture : Olivier Magna

***Copyright © ICOLD - CIGB***

*Archives informatisées en ligne*  *Computerized Archives on line*

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



---

**International Commission on Large Dams  
Commission Internationale des Grands Barrages  
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**  
*<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>*