

RIVER CONTROL DURING DAM CONSTRUCTION

MAITRISE DE LA RIVIÈRE PENDANT LA CONSTRUCTION DU BARRAGE



BULLETIN 48 a
1986



*Report prepared
on behalf of the French National Committee
by F. Lempérière
for the Committee on Technology of Dam Construction,
and on behalf of the South African and French National Committees
by H. Olivier and M. Carlier
for the Committee on Hydraulics for Dams
Original texts either in English or in French
French translation by M. Carlier
English translation by D. Coats (Babtie, Shaw and Morton)
Final version of the French text revised by M. Carlier and F. Lempérière
Final version of the English text revised by J.W.F. Ray (Thames Water)
Updated in November 1986 : Appendix 8 added
(Paper by the Yugoslav Committee)*

Rapport préparé
au nom du Comité National Français
par F. Lempérière
pour le Comité de la Technologie de Construction des Barrages,
et au nom des Comités Nationaux Sud-Africain et Français
par H. Olivier et M. Carlier
pour le Comité de l'Hydraulique des Barrages
Texte original en anglais ou en français
Traduction française par M. Carlier
Traduction anglaise par D. Coats (Babtie, Shaw and Morton);
Texte final français revu par M. Carlier et F. Lempérière
Texte final anglais revu par J.W.F. Ray (Thames Water)
Mis à jour en novembre 1986 : adjonction de l'Annexe 8
(Rapport du Comité Yougoslave)

RIVER CONTROL
DURING DAM CONSTRUCTION

MAITRISE DE LA RIVIÈRE
PENDANT LA CONSTRUCTION DU BARRAGE



BULLETIN 48 a
1986

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.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

INTRODUCTION

1. PROJET D'ENSEMBLE -
OUVRAGES DE DÉRIVATION -
OUVRAGES DÉFINITIFS
2. PHASES DE BATARDAGE ET
D'EXÉCUTION
3. OUVRAGES DE DÉRIVATION
4. COUPURES SUR LIT NATUREL
5. BATARDEAUX
6. FERMETURE DES OUVRAGES
DE DÉRIVATION
7. TENDANCES ACTUELLES POUR
LA MAÎTRISE DE LA RIVIÈRE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

1. Rapport du Comité Australien
(en anglais)
2. Rapport du Comité Brésilien
(en anglais)
3. Rapport du Comité Canadien
(en français)
4. Rapport du Comité Chinois
(en anglais)
5. Rapport du Comité Français
(en français)
6. Rapport du Comité Français
(en français)
7. Rapport du Comité d'URSS
(en anglais)
8. Rapport du Comité Yougoslave
(en français)

CONTENTS

FOREWORD

INTRODUCTION

1. COMBINED DESIGN FOR
DIVERSION AND PERMANENT
WORKS
2. DIVERSION STAGES
3. DIVERSION PASSAGES
4. RIVER CLOSURE
5. COFFERDAMS
6. CLOSURE OF THE DIVERSION
WORKS
7. CURRENT TRENDS IN RIVER
CONTROL FACILITIES

BIBLIOGRAPHY

APPENDICES

1. Paper by Australian Committee
(in English)
2. Paper by Brazilian Committee
(in English)
3. Paper by Canadian Committee
(in French)
4. Paper by the Chinese Committee
(in English)
5. Paper by the French Committee
(in French)
6. Paper by the French Committee
(in French)
7. Paper by the USSR Committee
(in English)
8. Paper by the Yugoslav Committee
(in French)

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	11
INTRODUCTION	12
1. PROJET D'ENSEMBLE - OUVRAGES DE DÉRIVATION - OUVRAGES DÉFINITIFS	14
1.1. Influence des caractéristiques de la rivière et du site sur le choix des ouvrages de dérivation	14
1.2. Influence du programme initial d'exploitation sur le projet des ouvrages de dérivation	16
1.3. Influence des caractéristiques des ouvrages de dérivation sur le choix du type, de l'emplacement du barrage, des dispositions des ouvrages annexes	16
1.4. Incidence des problèmes de réalisation des ouvrages de dérivation, de la coupure de la rivière et de la fermeture des dérivations sur le délai d'exécution et le coût des ouvrages définitifs	16
1.5. Contraintes liées à l'environnement	18
1.5.1. Passage des bateaux	18
1.5.2. Passage des poissons	18
1.5.3. Passage des grumes, débris, glaces	18
1.5.4. Submersion de la retenue	20
1.5.5. Qualité de l'eau à l'aval	20
1.5.6. Dispositif d'alerte	20
1.6. Utilisation des ouvrages de dérivation comme ouvrages définitifs	20
2. PHASES DE BATARDAGE ET D'EXÉCUTION	22
2.1. Dérivation en une seule phase	22
2.1.1. Séquence des travaux	22
2.1.2. Principaux ouvrages de la dérivation	22
2.2. Dérivation en plusieurs phases	26
2.2.1. Séquence des travaux	26
2.2.2. Enceintes batardées	26
2.3. Construction à terre	32
3. OUVRAGES DE DÉRIVATION	36
3.1. Les divers types d'ouvrages de dérivation	36
3.1.1. Galeries et conduites	36
3.1.1.1. Domaines d'utilisation	36
3.1.1.2. Débit, section, vitesse dans les galeries	36
3.1.1.3. Coût des galeries	38
3.1.1.4. Accès	38
3.1.1.5. Durée d'exécution des galeries	38
3.1.1.6. Utilisation de deux galeries	38
3.1.1.7. Conduites	38
3.1.1.8. Utilisation des galeries ou conduites comme ouvrages définitifs	38
3.1.1.9. Problèmes hydrauliques	40
3.1.2. Canaux	44
3.1.3. Dérivation à travers ou par-dessus les ouvrages définitifs	44

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	11
INTRODUCTION	13
1. COMBINED DESIGN FOR DIVERSION AND PERMANENT WORKS	15
1.1. Effect of river and site features on choice of diversion works	15
1.2. Effect of early operation on design of diversion works	17
1.3. Effects of diversion works design on dam type, position and appurtenant works	17
1.4. Effects overall construction time and cost of problems related to construction and closure of diversion works	17
1.5. Environmental factors	19
1.5.1. River traffic	19
1.5.2. Fish passage	19
1.5.3. Floating debris	19
1.5.4. Reservoir area	21
1.5.5. Water quality downstream	21
1.5.6. Alarm system	21
1.6. Incorporation in permanent works	21
2. DIVERSION STAGES	23
2.1. Single-stage diversion	23
2.1.1. Sequence	23
2.1.2. Diversion works	23
2.2. Multi-stage diversion	27
2.2.1. Sequence	27
2.2.2. Diversion stages	27
2.3. Construction above river level	33
3. DIVERSION PASSAGES	37
3.1. Types	37
3.1.1. Tunnels and culverts	37
3.1.1.1. Application	37
3.1.1.2. Tunnel size	37
3.1.1.3. Cost	39
3.1.1.4. Access	39
3.1.1.5. Construction time	39
3.1.1.6. Twin tunnels	39
3.1.1.7. Culverts	39
3.1.1.8. Incorporation in permanent works	39
3.1.1.9. Hydraulics	41
3.1.2. Channels	45
3.1.3. Diversion through or over permanent works	45

3.2. Dimensionnement des ouvrages de dérivation	48
3.2.1. Hydrologie des crues	48
3.2.2. Détermination du débit des ouvrages de dérivation	50
4. COUPURES SUR LIT NATUREL	58
4.1. Coupures verticales	68
4.1.1. Méthodes et matériaux	68
4.1.2. Observations relatives à des coupures exécutées	70
4.1.3. Coupures multiples	78
4.2. Coupures horizontales	80
4.2.1. Méthodes et matériaux	80
4.2.2. Observations et approches théoriques	80
4.2.3. Coupures multiples	82
4.3. Coupures spéciales	82
4.4. Commentaires généraux concernant toutes les solutions	84
4.5. Résumé des solutions adoptées pour réaliser la coupure du cours d'eau	86
5. BATARDEAUX	90
5.1. Généralités	90
5.2. Types de batardeaux	92
5.2.1. Batardeaux en béton ou maçonnerie	92
5.2.2. Batardeaux en remblai	92
5.2.3. Autres types de batardeaux	94
5.3. Déversement sur les batardeaux	96
5.3.1. Déversement sur batardeaux en béton ou rollcrete	98
5.3.2. Déversement sur batardeaux en enrochements	98
5.3.2.1. Généralités	98
5.3.2.2. Protection par enrochements calibrés ou blocs de béton préfabriqués	100
5.3.2.3. Protection par enrochements armés	102
5.3.2.4. Protection par revêtement en béton	104
5.3.2.5. Conclusions	106
5.3.3. Déversement sur batardeaux en terre	106
6. FERMETURE DES OUVRAGES DE DÉRIVATION	110
7. TENDANCES ACTUELLES POUR LA MAITRISE DE LA RIVIÈRE	110
BIBLIOGRAPHIE	120
ANNEXES : Rapports nationaux	129
1. Australie	131
2. Brésil	165
3. Canada	199
4. Chine	223
5. France	235
6. France	257
7. URSS	279
8. Yougoslavie	293

3.2. Capacity calculation	49
3.2.1. Flood hydrology	49
3.2.2. Diversion capacity	51
4. RIVER CLOSURE	59
4.1. End dumping method	69
4.1.1. Methods and materials	69
4.1.2. Observations about actual closures	71
4.1.3. Multiple closures	79
4.2. Frontal dumping method (or horizontal tipping)	81
4.2.1. Methods and materials	81
4.2.2. Observations and theoretical approach	81
4.2.3. Multiple closures	83
4.3. Special closure conditions or methods	83
4.4. General comments for all solutions	85
4.5. Summary of the usual methods for river closure	87
5. COFFERDAMS	91
5.1. Generalities	91
5.2. Types of cofferdam	93
5.2.1. Concrete or masonry cofferdams	93
5.2.2. Rockfill or earthfill cofferdams	93
5.2.3. Other cofferdams	95
5.3. Overtopping of cofferdams	97
5.3.1. Overtopping of concrete or rollcrete cofferdams	99
5.3.2. Overtopping of rockfill cofferdams	99
5.3.2.1. General	99
5.3.2.2. Classified rockfill or prefabricated concrete blocks	101
5.3.2.3. Reinforced rockfill	103
5.3.2.4. Concrete facing	105
5.3.2.5. Conclusions	107
5.3.3. Overtopping of earthfill cofferdams	107
6. CLOSURE OF DIVERSION WORKS	111
7. CURRENT TRENDS IN RIVER CONTROL FACILITIES	115
BIBLIOGRAPHY	120
APPENDICES : National reports	129
1. Australia	131
2. Brazil	165
3. Canada	199
4. China	223
5. France	235
6. France	257
7. URSS	279
8. Yugoslavia	293

AVANT-PROPOS

Le présent Bulletin a été établi à partir de deux rapports distincts préparés par le Comité de l'Hydraulique des Barrages et par celui de la Technologie de Construction des Barrages.

H. Olivier (Afrique du Sud), au nom du premier Comité, a rédigé les bases des Chapitres 1, 2, 3 et 6 qui ont été ensuite adaptées, pour inclusion dans le rapport d'ensemble, par M. Carlier et Y. Le May (France).

F. Lempérière (France), au titre du second Comité, est l'auteur des Chapitres 4, 5 et 7 et de quelques passages des autres Chapitres. Il a eu également la responsabilité des annexes.

La coordination a été assurée par M. Carlier.

MEMBRES DES DEUX COMITÉS

MEMBERS OF THE TWO COMMITTEES

Comité de l'Hydraulique/ Committee on Hydraulics	Comité de la Technologie/ Committee on Technology
J. M. Mendiluce (Espagne/Spain), Président/Chairman (*)	E. M. Amaral (Brésil/Brazil), Président/Chairman
M. Carlier (France/France), Président/Chairman (**)	R. Dixon (Australie/Australia)
K. Belbachir (Algérie/Algeria)	W. Reisman (Autriche/Austria)
N. Pinto (Brésil/Brazil)	R. Lauzon (Canada/Canada)
G. Marinier (Canada/Canada)	C. Yang (Chine/China)
J. Tejada (Colombie/Colombia)	F. Lempérière (France/France)
J. Knauss (Allemagne/Germany)	P. A. Raj (Inde/India)
J. H. Sonu (Corée/Korea)	S. Morpurgo (Italie/Italia)
H. Olivier (Afrique du Sud/South Africa)	M. Yoshikoshi (Japon/Japan)
Earl J. Beck (États-Unis/USA)	E. Vallarino (Espagne/Spain)
A. Alvares Ribeiro (Portugal/Portugal)	L. C. Wellman (États-Unis/USA)
V. Semenov (URSS/USSR)	I. S. Moiseev (URSS/USSR)
E. Curiel (Vénézuéla/Venezuela)	K. Neimarevic (Yougoslavie/Yugoslavia)
M. Verçon (Yougoslavie/Yugoslavia)	(*) jusque juin 1983/until June 1983
	(**) à partir de juin 1983/from June 1983

FOREWORD

This Bulletin has been prepared from two separate papers by the Committee on Hydraulics for Dams and the Committee on Technology of Dam Construction respectively.

H. Olivier (South Africa), for the first Committee, has written the basis of Chapters 1, 2, 3 and 6 which were later amended for incorporation into the Bulletin by M. Carlier and Y. Le May (France).

F. Lempérière (France), for the second Committee, wrote Chapters 4, 5 and 7 and parts of others. He was also responsible for the Appendices.

Co-ordination was by M. Carlier.

INTRODUCTION

La maîtrise de la rivière pendant la construction d'un barrage vise à constituer une ou plusieurs zones hors d'eau protégées contre les crues pour permettre la construction à sec des ouvrages définitifs.

La conception et la réalisation des ouvrages correspondants sont des opérations délicates du programme général de construction, notamment pour les cours d'eau à moyen et fort débit ou sujets à des crues brutales et importantes.

Les ouvrages de maîtrise de la rivière doivent s'inscrire dans un projet d'ensemble, le choix de la solution ayant des conséquences importantes non seulement sur le coût des ouvrages provisoires, mais également sur la conception, le programme d'exécution et le coût des ouvrages définitifs; le chapitre 1 attire l'attention sur ces divers points.

Il peut y avoir une ou plusieurs phases de batardage et de construction en fonction de la largeur et du débit de la rivière. Cette question fait l'objet du chapitre 2.

Le chapitre 3 traite des divers types d'ouvrages de dérivation : galeries, canaux, conduites enterrées, dérivation à travers ou par-dessus le barrage.

Le chapitre 4 est consacré à l'étude de nombreuses coupures de rivières et propose des règles simplifiées pour le choix des méthodes et les dimensions minimales des matériaux de coupure.

Les différents types de batardeaux amont et aval destinés à créer une enceinte de travail à sec sont décrits au chapitre 5. Le passage des crues sur les batardeaux en enrochements fait l'objet d'une étude basée sur les succès et les échecs récents.

Quelques commentaires sur la fermeture des ouvrages de dérivation et le premier remplissage de la retenue sont donnés au chapitre 6.

Enfin, le chapitre 7 traite des tendances actuelles.

Le présent bulletin ne constitue pas un manuel traitant d'une manière exhaustive de la conception et de la construction des ouvrages de dérivation; il a simplement pour objet d'appeler l'attention sur certains aspects particuliers et certaines tendances; l'information correspondante doit être adaptée par les ingénieurs en fonction de leur propre expérience et des problèmes spécifiques à chaque situation particulière.

INTRODUCTION

Controlling the river during dam construction means providing one or more working-areas free from water and safe from river floods where the permanent works can be built in the dry.

Design and implementation of relevant works are critical operations of the whole construction programme, especially on medium or high discharge rivers or rivers subject to sudden and important floods.

River control works must form part of an overall project design, as the choice of the solution will have a major impact not only on the cost of the temporary works, but also on the design, construction programme and cost of the permanent works : chapter 1 draws attention to these various points.

There may be one or several partial cofferdams and construction stages according to the width and discharge of the river. This question is treated in chapter 2.

Chapter 3 deals with the various diversion works : tunnels, channels, culverts, diversion through or over the dam.

Chapter 4 reviews a number of river closures and proposes simplified rules for the choice of methods and the minimal sizes of closure materials.

The various types of upstream and downstream cofferdams capable of providing a working area in the dry are described in chapter 5. Overtopping of rockfill cofferdams is studied, with reference to recent successes and failures.

Some comments on the closure of diversion works and initial reservoir filling are given in chapter 6.

Finally, chapter 7 briefly reviews current trends.

The present bulletin is not intended to be a manual treating exhaustively of the design and construction of diversion structures; its purpose is simply to draw attention to some particular aspects and trends; the information must be adjusted by the engineers according to their own experiences and having regard to the specific requirements of the particular projects being considered.

1. PROJET D'ENSEMBLE - OUVRAGES DE DÉRIVATION - OUVRAGES DÉFINITIFS

Les ouvrages de maîtrise de la rivière doivent s'inscrire dans un projet d'ensemble. En effet :

- ils doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du site,
- ils peuvent dépendre du programme initial d'exploitation (cas d'une mise en eau partielle),
- ils peuvent conditionner le projet du barrage (emplacement, type, disposition des ouvrages annexes),
- ils posent essentiellement des problèmes de réalisation qui peuvent avoir des conséquences sérieuses sur le délai d'exécution et le coût des ouvrages définitifs,
- les contraintes liées à l'environnement doivent être prises en considération,
- enfin, les ouvrages de dérivation peuvent souvent être utilisés comme ouvrages définitifs

1.1 INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DE LA RIVIERE ET DU SITE SUR LE CHOIX DES OUVRAGES DE DERIVATION

Le coût et la durée de construction des galeries, canaux ou conduites de dérivation (y compris les raccordements à la rivière) et les ouvrages de fermeture de ces dérivations, sont d'autant plus importants que le débit du cours d'eau est élevé. Les sections des galeries et les niveaux dépendent, non seulement du débit maximal à dériver, mais également des conditions de transfert de la rivière dans les ouvrages de dérivation. Des économies importantes peuvent parfois être obtenues en limitant le débit maximal des ouvrages de dérivation et en acceptant un déversement par-dessus les batardeaux. Une solution extrême est la suppression des ouvrages de dérivation, le passage de la rivière étant assuré intégralement au travers des ouvrages, comme dans le cas d'une construction par phases, mais avec suppression de toute enceinte.

La topographie et la géologie du site interviennent également dans le choix du type de dérivation. Un site étroit et encaissé nécessitera des ouvrages de dérivation différents de ceux envisageables pour un site large et plat. Les conditions géologiques doivent également être prises en compte lors de l'étude du projet de dérivation. Les études géologiques sont essentielles, spécialement pour les longues galeries de dérivation, afin de bien connaître la nature des terrains traversés et éviter des retards dans la construction.

Enfin, la disponibilité, sur le site, de matériaux convenables (bois, enrochements, argile, etc...) peut orienter le choix du type d'ouvrages ; par exemple des caissons en bois remplis de pierres sont souvent une solution économique pour constituer des batardeaux.

1. COMBINED DESIGN FOR DIVERSION AND PERMANENT WORKS

The diversion works must form part of the overall project design in that

- they must be based on the same hydrological, topographic and geological features of the site as the main dam,
- they may be partially governed by a requirement for early commissioning of the permanent works under partial heads,
- they may affect the main dam position, type, and/or appurtenant works,
- they involve major construction problems that may have considerable impact on overall construction time and cost,
- they may have to take account of environmental factors,
- and they may have to be eventually incorporated in the permanent works.

1.1 EFFECT OF RIVER AND SITE FEATURES ON CHOICE OF DIVERSION WORKS

The cost and lead time in the construction of diversion tunnels, canals and culverts (which include for the requisite head and tail works and means of subsequently closing them off) will be greater on larger rivers, as well as being governed by the design discharge, tunnel size and resulting water levels corresponding to the diverted flow. Major savings can sometimes be gained by designing for a smaller discharge capacity and accepting some overtopping of the cofferdams under specified conditions. The extreme solution is to dispense with all diversion passages and allow the river to pass through the dam, as in the case of staged construction but without any cofferdams.

Site topography and geology are also factors in the choice of diversion works. They will not be the same in a narrow, steep-sided valley as on a wide, flat river. The geology must also be considered in design. Geological investigations are essential, especially for diversion tunnels, in order to ascertain the nature of the ground and prevent delays in construction.

Finally, the on-site availability of suitable materials (timber, rock, clay, etc...) may influence the selection of the optimum scheme ; for example, stone-filled timber cribs may often be the most effective solution for making cofferdams.

1.2 INFLUENCE DU PROGRAMME INITIAL D'EXPLOITATION SUR LE PROJET DES OUVRAGES DE DERIVATION

Un remplissage partiel de la retenue est parfois nécessaire avant l'achèvement du barrage et ceci peut imposer le type de barrage et la méthode de dérivation (16).

1.3 INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE DERIVATION SUR LE CHOIX DU TYPE, DE L'EMPLACEMENT DU BARRAGE, DES DISPOSITIONS DES OUVRAGES ANNEXES

Le choix du type de barrage peut dépendre de la maîtrise de la rivière pendant la construction : par exemple, un barrage en terre sera écarté si les caractéristiques des ouvrages de dérivation ne peuvent éviter le déversement par-dessus le barrage en cours de construction.

De même, on peut être conduit à modifier l'implantation du barrage pour choisir un site plus large qui entraîne une augmentation du volume des ouvrages définitifs mais facilite l'exécution des ouvrages de dérivation ; cette remarque est particulièrement importante dans le cas des rivières à grand débit, non seulement pour les barrages de basse chute, mais aussi pour ceux de grande hauteur pour lesquels les zones étroites de la vallée ne sont pas toujours les plus favorables si la maîtrise de la rivière pendant les travaux oblige à réaliser des ouvrages de dérivation délicats et coûteux.

D'autre part, le choix du type d'ouvrages de dérivation peut être lié à celui des dispositions des ouvrages annexes de l'aménagement. Certes, les ouvrages de dérivation sont, par nature, des ouvrages provisoires mais, dans certains cas, ils peuvent être conçus afin d'être partiellement ou totalement incorporés aux ouvrages définitifs (évacuateurs de crue, vidanges de fond, ouvrages d'amenée d'eau à l'usine, conduits d'irrigation, ouvrages de restitution).

Enfin, l'optimisation globale du programme peut également avoir une influence sur l'implantation générale des ouvrages et sur les phases de dérivation afin de permettre la mise à sec en priorité des ouvrages dont la réalisation est la plus longue, c'est-à-dire en général l'usine hydroélectrique.

1.4 INCIDENCE DES PROBLEMES DE REALISATION DES OUVRAGES DE DERIVATION, DE LA COUPURE DE LA RIVIERE ET DE LA FERMETURE DES DERIVATIONS SUR LE DELAI D'EXECUTION ET LE COÛT DES OUVRAGES DEFINITIFS

Le choix des ouvrages de dérivation a des conséquences importantes, d'abord sur le coût de ces ouvrages, mais aussi sur le respect du programme général et le coût des ouvrages définitifs.

Si, par exemple, la maîtrise de la rivière conduit à des cadences irrégulières dans les travaux de construction des ouvrages principaux, leur coût sera notablement augmenté en raison d'une plus grande importance des installations de chantier et d'une moins bonne utilisation de la main d'oeuvre. De même, le non-respect du programme de dérivation de la rivière peut entraîner de sérieux retards pouvant aller jusqu'à une année entière pour des cours d'eau présentant une saison de crues bien marquée.

Pour le choix du type et des caractéristiques de la dérivation, il convient donc d'accorder une grande attention à des éléments d'ordre pratique, tels que les délais nécessaires au démarrage du chantier, la disponibilité en temps voulu du matériel et des matériaux, en particulier pour la coupure. La réalisation d'une dérivation pose, le plus souvent, des problèmes d'exécution plutôt que de conception.

1.2 EFFECT OF EARLY OPERATION ON DESIGN OF DIVERSION WORKS

Partial filling of the reservoir is sometimes necessary before complete construction of the dam, and such considerations may determine the dam type and diversion method (16).

1.3 EFFECTS OF DIVERSION WORKS DESIGN ON DAM TYPE, POSITION AND APPURTENANT WORKS

The choice of dam may depend on how the river is to be controlled during construction, e.g. an earth dam is not feasible if the diversion works cannot prevent it being overtopped before completion.

It may sometimes be necessary to move the dam to a point where the valley is wider in order to facilitate construction of the diversion works, despite the extra volume of materials in the main dam. This is particularly important on large rivers, not only for low head developments but for high heads too, where the narrower parts of the valley do not always afford the best sites if the diversion works there would be difficult and costly to build.

The choice of the diversion scheme may also be related to other parts of the permanent works besides the dam. Although diversion works are by definition temporary, they may in some cases be designed to be wholly or partially incorporated in the permanent works as spillways, bottom outlets, power station head races, irrigation or other outlets.

General layout and construction stages have often to be designed for an early dewatering of the most time consuming structures (i.e. often powerhouse).

1.4 EFFECTS OVERALL CONSTRUCTION TIME AND COST OF PROBLEMS RELATED TO CONSTRUCTION AND CLOSURE OF DIVERSION WORKS

Apart from affecting the cost of the diversion works themselves, the method adopted has an important impact on the overall construction programme and the cost of the permanent works.

For example, if the river control scheme means that construction of the permanent works proceeds in "fits and starts", costs will rise because of the larger amount of constructional plant needed and the less efficient use of manpower. Delays in the construction of the diversion works may put back the project to a point where a whole year may be lost on very seasonal rivers.

In selecting the arrangements for river diversion therefore, it is important to give due weight to practical considerations such as the lead time necessary for mobilization on site, and deliveries of plant and materials, particularly for diverting the river into the temporary passages. Practical construction problems are more common than design problems.

1.5 CONTRAINTES LIEES A L'ENVIRONNEMENT

1.5.1 PASSAGE DES BATEAUX

Dans de nombreux pays, la navigation sur la rivière est de première importance et les dispositions nécessaires doivent être prises pour la maintenir pendant la période de construction.

L'exécution des ouvrages définitifs par phases, dans le lit du fleuve à l'intérieur d'enceintes, permet le plus souvent de résoudre ce problème de la navigation. C'est ainsi que, dans le cas d'une réalisation en deux phases, la première phase comporte une section libre du fleuve réservée à la navigation, entre les enceintes latérales à l'intérieur desquelles est réalisée une partie des ouvrages définitifs, en particulier l'écluse. Lors de la deuxième phase, la navigation se fait par l'écluse, après démolition des enceintes de première phase, tandis que se poursuit l'exécution du reste des ouvrages dans la partie centrale du fleuve, à l'intérieur d'une enceinte (18, 21).

Une autre possibilité de s'affranchir des contraintes de navigation est également offerte par le mode de construction latérale au lit mineur, c'est-à-dire à terre, à l'abri de diguettes de protection contre les crues. La navigation est maintenue dans le lit mineur pendant la période de construction des ouvrages en béton, en particulier de l'écluse. A la fin des travaux, la navigation est dérivée vers l'écluse et le lit mineur est coupé par une digue formant barrage définitif (23, 105, 106, 107).

1.5.2 PASSAGE DES POISSONS

On doit souvent tenir compte du passage des poissons à travers les ouvrages de dérivation (14,17).

On peut penser à une galerie ou à un canal spécial, équipé d'une échelle à poissons ; mais il s'agit là de dispositions coûteuses. Une autre solution moins coûteuse consiste à faire passer les poissons par l'ouvrage de dérivation proprement dit, une courte échelle à poissons assurant le passage de ceux-ci entre le bief aval de captage et la partie aval de la galerie de dérivation. Mais, bien entendu, la vitesse de l'eau ne doit pas être trop élevée afin de leur permettre la remontée du courant. Pour les forts débits, on utilise le transfert des poissons par camions-citernes, entre le bief aval et le cours d'eau à l'amont du chantier. Le transport par camion peut d'ailleurs être la seule méthode utilisée pendant toute la période de construction, solution avantageuse adoptée très souvent.

1.5.3 PASSAGE DES GRUMES, DEBRIS, GLACES

Dans certains cas, des dispositions doivent être prévues pour le passage des grumes, des débris, des glaces à travers les ouvrages de dérivation sans provoquer d'obstruction qui réduirait la capacité de la dérivation (14, 17, 28, 59, 61).

Ce passage peut se faire par la galerie de dérivation elle-même ; mais cette solution nécessite une étude approfondie, en particulier dans le cas du passage des grumes : galerie de section suffisante, à écoulement libre avec tirant d'air approprié, comportant un revêtement en béton si le rocher est érodable, sans obstacle à l'entrée amont (éviter les piles), avec tracé le plus rectiligne possible (grands rayons de courbure). Une drome disposée à l'amont de l'entrée de la galerie permet d'arrêter les corps flottants, notamment les grumes qui sont ensuite transportées par routes (existantes ou à créer).

En ce qui concerne le passage des glaces par la galerie de dérivation, il faut veiller à éviter toute embâcle, en contrôlant le couvert de glace dans le bief amont par maîtrise du niveau de ce bief.

1.5 ENVIRONMENTAL FACTORS

1.5.1 RIVER TRAFFIC

River traffic is of prime economic in many countries and arrangements must be made to prevent disruption during construction.

The most common way of solving the problem is to build the permanent works in the river channel in separate stages, surrounded by the requisite cofferdams. In a two-stage project of this type, the first stage would involve building semi-circular cofferdams on each bank leaving the mid-channel free for traffic, and providing convenient working areas for building parts of the permanent works more particularly the lock. In the second stage, the cofferdams are demolished to make the lock accessible to traffic, and new cofferdams are built in the middle of the river to complete the works (18, 21).

An alternative method of providing uninterrupted river traffic is to build the concrete works such as the shipping lock in the dry up to the edge of the low water channel, with small bunds as protection against river floods. Subsequently, boats can pass through the lock and the low water channel can be closed off with the permanent dam (23, 105, 106, 107).

1.5.2 FISH PASSAGE

The diversion works are often required to allow fish to pass (14, 17).

One option is to build either a special conduit or channel with a fish pass, but this is costly. A cheaper alternative is to provide a short fish ladder and a chamber at the downstream end, providing access to the main diversion tunnel or channel. The current must of course not be too strong and in periods of very high flows, tanker lorries may be used to carry the fish upstream to well above the work site. Alternatively lorries may be used throughout the whole construction period, and this is an attractive option that is often used.

1.5.3 FLOATING DEBRIS

Arrangements must sometimes be made to allow floating logs, ice and other debris to pass through the diversion works without jamming inside them and reducing their capacity (14, 17, 28, 59, 61).

The debris may be passed through the diversion tunnel, but if in particular uprooted trees are expected, the designer must be sure that the tunnel is of ample dimensions with enough clearance between the free water surface and the crown, concrete-lined if the rock is erodable, free of obstructions at the upstream portal (no splitters), and as straight as possible, with large, slow curves. A log boom installed upstream of the entrance to the tunnel will arrest the floating trash, especially timber that may be subsequently conveyed downstream by road (sometimes special roads being built for this purpose).

If a diversion tunnel is to carry floating ice, the headwater level must be carefully controlled to prevent ice packing up against the inlet portal.

1.5.4 SUBMERSION DE LA RETENUE

Dans certains cas, le relogement de la population, la présence de mines, de carrières, ..., dans la retenue peuvent retarder la fermeture de la dérivation ; ces facteurs constituent également une contrainte pour la vitesse admissible de montée du plan d'eau.

1.5.5 QUALITE DE L'EAU A L'AVAL

Le chantier de construction des ouvrages peut provoquer une importante pollution physique et biologique du cours d'eau. La conception des ouvrages de dérivation doit prendre en compte ce problème et comporter les dispositions nécessaires pour supprimer ou réduire cette pollution à un niveau acceptable pour les usagers d'aval.

1.5.6 DISPOSITIF D'ALERTE

Un dispositif d'alerte devra être prévu au début du programme de construction, non seulement pour faciliter l'évacuation, en temps voulu, du personnel et des équipements de chantier en cas de crues excédant la capacité des ouvrages de dérivation, mais également pour transmettre l'alerte à l'aval dans le cas de risque de rupture des batardeaux.

Le dispositif d'alerte pourra comporter également le plan des zones inondées et un programme d'évacuation des populations.

1.6 UTILISATION DES OUVRAGES DE DERIVATION COMME OUVRAGES DEFINITIFS

Les ouvrages de dérivation provisoire, notamment les galeries ou conduites (cf 3.1.1.8 ci-après), sont souvent utilisés, en totalité ou en partie, comme ouvrages définitifs, en particulier pour constituer des vidanges de fond, des ouvrages d'aménée d'eau à l'usine ou des évacuateurs de crues.

1.5.4 RESERVOIR AREA

Population resettlement, working mines and quarries and the like in the reservoir area may delay river diversion, and impose an upper limit on the rate of rise of the headwaters.

1.5.5 WATER QUALITY DOWNSTREAM

The construction works can seriously affect river quality in both physical and biological terms. When designing diversion works, one must take this problem into account and provide for necessary steps in order to suppress or reduce the pollution to a degree acceptable by downstream users.

1.5.6 ALARM SYSTEM

Arrangements should be made at the beginning of construction to have an alarm system so that men and plant can be evacuated in good time in the event of a flood exceeding the capacity of the diversion works. The alarm signal should be relayed downstream if there is a danger of the cofferdams being washed away.

The alarm system should also comprise inundation maps and population evacuation plans.

1.6 INCORPORATION IN PERMANENT WORKS

Diversion tunnels, culverts, etc. are often wholly or partially incorporated in the permanent works (cf. 3.1.1.8 hereafter), most often as bottom outlets, power station head races or spillways.

2. PHASES DE BATARDAGE ET D'EXÉCUTION

Les méthodes de construction en rivière peuvent être classées en trois grandes catégories :

- batardage et construction en une seule phase (dérivation en une seule phase)
- batardage et construction en plusieurs phases (dérivation en plusieurs phases)
- construction en deux phases avec une phase de batardage ou construction à terre

2.1 DERIVATION EN UNE SEULE PHASE

La dérivation en une seule phase est essentiellement adoptée pour la maîtrise de la rivière dans une vallée étroite.

2.1.1 SEQUENCE DES TRAVAUX

Dans le cas de la dérivation de la rivière en une seule phase, les travaux sont normalement exécutés dans l'ordre suivant :

- a) mise en place d'un batardeau partiel pour la construction des ouvrages de dérivation
- b) construction des ouvrages de dérivation, tels que galeries, conduites, canaux et leurs ouvrages de contrôle
- c) coupure et dérivation de la rivière
- d) construction du batardeau
- e) construction des ouvrages définitifs
- f) coupure finale et mise en eau

La dérivation de la rivière au début des travaux, ainsi que la fermeture de la dérivation à la fin des travaux pour remplir la retenue, constituent généralement des phases critiques dans le programme de construction. Elles nécessitent des études spéciales. Pendant l'opération de dérivation, on doit s'assurer que la coupure de la rivière et l'ouverture de la dérivation seront effectuées de manière synchrone, sinon la rivière serait barrée au lieu d'être dérivée. Ce problème s'est présenté au barrage Garrison (83).

2.1.2 PRINCIPAUX OUVRAGES DE LA DERIVATION

Les principaux éléments de la dérivation sont représentés schématiquement Fig. 1 et comprennent une galerie, une conduite ou un canal contournant le chantier de construction qui est protégé par des batardeaux amont et aval. Une ou plusieurs galeries, conduites ou canaux peuvent être réalisés et il est ainsi fréquent de trouver des ouvrages de dérivation sur les deux rives (cf 3.1)

2. DIVERSION STAGES

The actual approach to the construction of the permanent works in the river channel can be considered as comprising three main types :

- river diversion and construction may take place in one single operation
- two or more cofferdams may be built with the river being diverted through different passages as different stages of construction proceed
- the parts of the permanent works above river level may be built separately from the section in the river channel.

2.1 SINGLE-STAGE DIVERSION

The single stage approach is used chiefly in narrow valleys.

2.1.1 SEQUENCE

The work is normally conducted in the following sequence :

- a) build a partial cofferdam, allowing construction of diversion tunnels, culverts channels and control works,
- b) build diversion tunnels, culverts, channels, and control works
- c) divert flow through these passages,
- d) build full-size cofferdam,
- e) build permanent works,
- f) close diversion passages, impoundment begins (final river closure).

Diverting the river into the temporary passages and ultimately closing them off to begin impounding are usually the critical activities in this approach, and careful study is necessary. One must be sure that the diversion passages are ready as soon as the temporary closure dyke is built, otherwise the river would be damned instead of being diverted. This actually happened at Garrison Dam (83).

2.1.2 DIVERSION WORKS

The main components in the diversion works for the single-stage approach are shown schematically on Fig. 1. The diversion tunnel, channel or culvert passes round the side of the construction area which is itself protected by the upstream and downstream cofferdams. One or more passages may be necessary, so that frequently, both river banks are used (cf. 3.1).

La solution de la galerie prévaut dans les vallées rocheuses et étroites, alors que la conduite ou le canal peuvent être préférés en vallées plus larges, à fond plat, ou lorsque la roche est de trop mauvaise qualité pour qu'on y fore économiquement une galerie.

L'étude des principaux ouvrages constituant la dérivation fait l'objet du chapitre 3 où sont soulignés spécialement les problèmes hydrologiques et hydrauliques qui y sont associés ainsi que les aspects économiques.

Comme exemple de dérivation en une seule phase, on peut citer le chantier de Serre-Ponçon sur la Durance. L'aménagement de Serre-Ponçon réalisé entre les années 1955 et 1960 comprend une digue en alluvions, avec noyau d'étanchéité vertical en terre (hauteur 120 m ; longueur en crête 600 m ; volume 14 millions de m³). L'évacuateur de crues de surface (1 800 m³/s) débite dans une galerie inclinée en rive gauche. L'usine souterraine (4 x 80 MW) est également implantée dans le massif de la rive gauche. La méthode de construction en une seule phase a comporté l'exécution, dans la rive gauche, de deux galeries de dérivation de 9,30 m de diamètre et de 900 m environ de longueur chacune. Le batardeau amont, de 13,50 m de hauteur, constitué par une digue en alluvions avec noyau vertical imperméable et tapis amont, assurait la dérivation d'un débit maximal de 1 800 m³/s. Il n'y avait pas, à proprement parler, de batardeau aval, seule une plateforme de faible hauteur ayant été réalisée. L'enceinte ainsi délimitée a permis la construction à sec du barrage. A la fin des travaux, les deux galeries de dérivation provisoire ont été transformées en ouvrages d'évacuation définitifs (évacuateur de crues et vidange de fond ; capacité maximale d'évacuation 1 800 m³/s) et en ouvrages d'amène d'eau aux turbines (piquage des conduites forcées sur ces galeries).

Comme exemple de dérivation en une seule phase, on peut également citer le chantier d'Itaipu, sur le Parana, la conception de cette dérivation étant toutefois plus complexe (48). L'aménagement d'Itaipu, sur le Parana formant frontière entre le Brésil et le Paraguay, comprend les ouvrages principaux suivants de la rive droite vers la rive gauche : barrage en remblai (longueur 872 m), évacuateur de crues (longueur 483 m ; capacité d'évacuation 62 200 m³/s), barrage à contreforts (longueur 986 m), barrage principal poids évidé (longueur 1 064 m ; hauteur maximale 196 m) avec usine pied de barrage (18 x 700 MW), ouvrage de contrôle de la dérivation (longueur 170 m), barrage en remblai (longueur 4 278 m). La dérivation en une seule phase a comporté les étapes de construction suivantes :

- excavation sur la rive gauche, à l'abri de deux merlons naturels de rocher amont et aval, d'un canal de dérivation de 2 000 m de longueur, 150 m de largeur et 90 m de profondeur maximale
- construction de l'ouvrage de contrôle de la dérivation (12 pertuis permettant le passage d'un débit de 35 000 m³/s sans submersion des batardeaux)
- première étape de construction des batardeaux en enrochements, dans le lit du Parana
- construction des voûtes-batardeaux, amont et aval, dans le canal de dérivation
- enlèvement des merlons rocheux, à l'amont et à l'aval du canal de dérivation
- démolition des voûtes-batardeaux et dérivation du Parana par le canal
- fermeture et achèvement des digues-batardeaux amont et aval
- dénoyage de l'aire de construction entre les batardeaux.

Les ouvrages définitifs situés dans le lit du Parana sont ainsi exécutés à sec, à l'abri de deux batardeaux amont et aval, les ouvrages latéraux étant réalisés sur terre ferme. Après fermeture de l'ouvrage de contrôle pour mise en eau de la

Tunnels are obvious choice in narrow valleys in rock, whereas culverts or canals may be preferred where the river channel is wider and flatter, or where the rock is too poor for efficient tunnelling.

The engineering studies involved in the design of the main components of the river diversion scheme are discussed in chapter 3 with emphasis on the hydrological and hydraulics aspects as well as cost.

A good example of single-stage river diversion was the Serre Ponçon Dam on the Durance River in France (103). It was built in the period 1955-1960 and is an alluvial embankment with vertical earth core, 120 m high, crest length 600 m, fill volume 14 hm³. The 1 800 m³/s surface spillway discharges into a sloping tunnel in the left bank. The underground power station (4 x 80 MW) is also in the left bank. Two diversion tunnels of 9.30 m diameter and about 900 m long were driven through the left bank. The upstream cofferdam, 13.50 m high was an alluvium embankment with vertical core and impervious upstream blanket, capable of controlling a river flow of 1 800 m³/s. There was no downstream cofferdam in the true sense, there was just a low platform, allowing the dam foundation area to be dewatered. The two diversion tunnels were eventually used for the spillway and bottom outlet, with a maximum capacity of 1 800 m³/s, from which the power tunnels to the power station branched off.

Another example of single-stage diversion is Itaipu Dam on the Parana, although this was a more complex arrangement (48). This section of the Parana River forms the international boundary between Brazil and Paraguay. Looking from the right to the left bank there is an embankment dam section 872 m long, a 62 200 m³/s spillway 483 m long, a 986 m buttress dam section, the main dam, (a hollow gravity structure 1 064 m long and 196 m high) with a power station housing 18 x 700 MW generating sets, and then the control works for the diversion canal for the next 170 m and finally a 4 278 m embankment section. The construction stages were as follows :

- the diversion canal, 2 000 m long, 150 m wide and 90 m deep at its deepest point was dug on the left bank, between a pair of rock spurs upstream and downstream of the site.
- the control structure, consisting of twelve openings for a total discharge of 35 000 m³/s before the cofferdams were overtopped was then built.
- the first stage of construction of the rockfill cofferdams in the river channel then began.
- upstream and downstream arch cofferdams were built in the diversion canal.
- the rock spurs at either end of the canal were removed.
- the arch cofferdams were demolished, and the river was diverted through the canal.
- the upstream and downstream embankment cofferdams were completed.
- the area between them was dewatered for construction.

This enabled the permanent works in the river channel to be built in the dry between the upstream and downstream cofferdams, the flanking parts being built on the river banks. The left bank end of the power house, with space for three

retenue, est exécutée la partie de l'usine située au pied aval de cet ouvrage et abritant trois groupes. Pour plus de détails sur le chantier d'Itaipu, se reporter au rapport brésilien (Annexe2).

2.2 DERIVATION EN PLUSIEURS PHASES

2.2.1 SEQUENCE DES TRAVAUX

La dérivation en plusieurs phases est le procédé habituel pour maîtriser le débit de la rivière dans le cas d'une vallée large (c'est actuellement de loin le cas le plus fréquent).

Dans une dérivation en deux phases, les travaux se succèdent normalement comme suit :

a) en première phase, construction d'un batardeau qui empiète le plus souvent sur le lit de la rivière et délimite une enceinte permettant la construction des pertuis d'évacuation et d'une partie du barrage principal. Eventuellement, des excavations sont réalisées le long des berges pour élargir la section résiduelle de la rivière et augmenter le débit de la dérivation.

b) construction à sec, dans l'enceinte vidangée, des pertuis d'évacuation et du barrage.

c) agrandissement éventuel du batardeau réalisé lors de la première phase, empiètement plus important dans le lit de la rivière pour élargir l'espace de travail avant la phase finale de dérivation à travers les pertuis d'évacuation construits dans la séquence b) ci-dessus. La tendance générale est d'éviter, si possible, cette phase d'agrandissement du batardeau.

d) démolition partielle ou totale du batardeau de première phase et coupure de la rivière qui est dérivée à travers les pertuis d'évacuation.

e) construction du batardeau de la deuxième enceinte.

f) achèvement à sec des ouvrages dans cette deuxième enceinte.

g) coupure finale de la rivière et remplissage de la retenue.

2.2.2 ENCEINTES BATARDEES

Les principales phases de construction dans le cas de plusieurs enceintes batardees, dans une vallée large, sont représentées schématiquement Fig. 2 (cas d'une dérivation en deux phases). Les ouvrages constitutifs de la dérivation en plusieurs phases sont présentés et commentés au chapitre 3.

La protection de la partie longitudinale des batardeaux doit être assurée par des enrochements, gabions, rideaux ou cellules de palplanches. Les vitesses moyennes dans la rivière pendant la première phase sont maintenues généralement à un niveau assez faible de manière à éviter des érosions trop importantes ; la différence de niveaux entre l'amont et l'aval doit presque toujours rester inférieure à 5 m. Au cours de la seconde phase, des dénivelées et des vitesses plus importantes peuvent être acceptées, la dénivelée restant cependant en général plus importante que pour une dérivation en une seule phase avec des galeries (a).

L'espace de travail disponible dans l'enceinte hors d'eau est un point important qui doit être examiné concurremment avec le matériel devant servir à la construction, les dépôts de matériel et les accès.

Au cours de la première phase, la plupart des ouvrages définitifs un peu complexes, tels que l'usine et l'évacuateur de crues, seront regroupés de préférence dans (a) Pour plus de détails, voir § 4 (Coupures sur lit naturel)

generating sets, is located behind the diversion canal control structure, and construction had to await closure of the canal. For more details on Itaipu construction site, refer to the Brazilian report (Appendix 2).

2.2 MULTI-STAGE DIVERSION

2.2.1 SEQUENCE

On most wide rivers diversion has to proceed instages, and this is the most common arrangements at the present time.

In the two-stage approach, the sequence is normally :

- a) build the cofferdam, which usually extends out into the river channel, and provides a dry area for construction of the permanent outlet works and part of the main dam, this may sometimes involve cutting into of the opposite bank to provide adequate discharge capacity for the river ;
- b) the outlet works and dam section are built in the dry behind the cofferdam ;
- c) the cofferdam may then be enlarged and extended farther outward into the river channel to increase the dry working area before the river is eventually diverted through the permanent outlet works but designers usually prefer to avoid this if possible ;
- d) part or all of the cofferdam is demolished so that the river can flow through the permanent outlet works ;
- e) the second-phase cofferdam is built ;
- f) the remainder of the permanent works is built behind the second-phase cofferdam ;
- g) river closure consists merely of stopping the flow through the outlet works.

2.2.2 DIVERSION STAGES

The main stages of construction in wide valleys are shown schematically in Fig. 2 (this represents a two-stage diversion scheme). Arrangements with more than two stages are discussed in chapter 3.

The ends of the cofferdam in contact with the flowing water must be protected by heavy rock fill, gabions, plain or cellular sheet piling. Flow velocities are however usually kept to reasonable values to avoid erosion problems, and the head differential between the upstream and downstream ends of the opening must never be more than 5 m. Higher speeds are acceptable in the second stage, but the head is usually lower than in single-stage tunnel arrangements (a).

It is important to provide enough working space behind the cofferdam to accommodate the constructional plant and access works.

(a) For more details, see § 4 (River Closure)

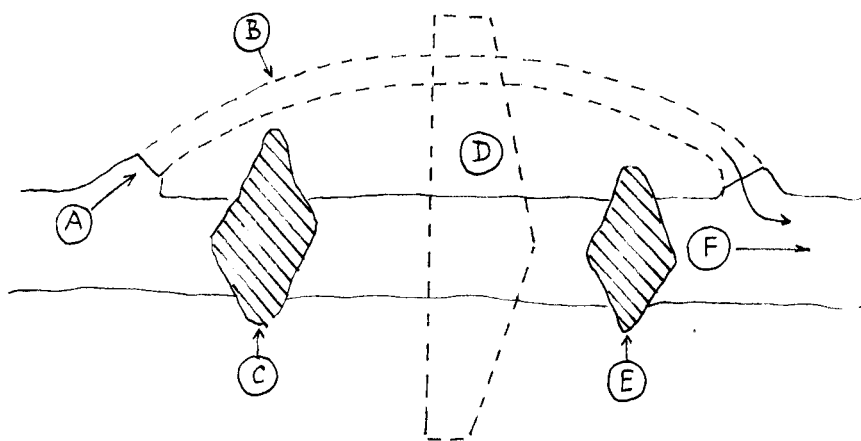


Fig. 1

Dérivation en une seule phase
Single-stage river diversion

- A. Tête amont de la dérivation
- B. Galerie, canalisation ou canal
- C. Batardeau amont
- D. Barrage principal à construire
- E. Batardeau aval
- F. Lit de la rivière

- A. Diversion tunnel (canal, conduit, culvert) inlet
- B. Tunnel, conduit, canal or culvert
- C. Upstream cofferdam
- D. Main dam to be constructed
- E. Downstream cofferdam
- F. River bed

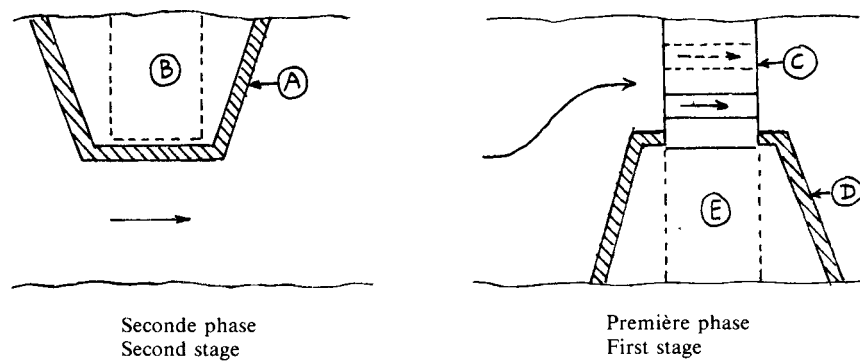


Fig. 2

Dérivation en deux phases
Two-stage river diversion

- | | |
|--|--|
| A. Batardeau de première phase | A. First-stage cofferdam |
| B. Barrage et pertuis d'évacuation en construction | B. Dam and diversion openings under construction |
| C. Barrage et pertuis d'évacuation achevés | C. Dam and diversion opening completed |
| D. Batardeau de seconde phase | D. Second-stage cofferdam |
| E. Ouvrages définitifs en construction | E. Permanent works under construction |

Exemple de dérivation en deux phases :
Chantier de construction du barrage de Villerest sur la Loire



Photo 1

1st stage : River diversion through a tunnel on the right bank and construction in the dry of the outlet works and of a part of the main dam.

1^{re} phase : Dérivation du fleuve dans une galerie creusée en rive droite et construction à sec des pertuis d'évacuation et d'une partie du barrage principal.

Example of two-stage diversion :
Construction site of Villerest Dam on the Loire (France)



Photo 2

2nd stage : River diversion through the outlet works and completion in the dry of the works on the left bank under the protection of a 2nd stage cofferdam.

2^e phase : Dérivation du fleuve à travers les pertuis d'évacuation et achèvement à sec des ouvrages en rive gauche à l'abri d'un batardeau de 2^e phase.

la zone la moins profonde du lit de la rivière. A la limite, lorsque les conditions topographiques s'y prêtent (vallées larges), ces ouvrages sont implantés sur la rive, ce qui permet une construction à terre (voir 2.3).

Comme exemple de dérivation en deux phases, on peut citer le chantier des Portes de Fer sur le Danube (18, 21). L'aménagement hydroélectrique et de navigation des Portes de Fer, réalisé sur le Danube par la Roumanie et la Yougoslavie, comprend, sur chaque rive, une usine (1025 MW) et une écluse (310 m x 34 m) et, dans la partie centrale, un ouvrage d'évacuation (15 400 m³/s). Ces ouvrages barrent le lit du fleuve sur une largeur de 1 000 m environ. La conception des ouvrages de dérivation a été déterminée par les conditions spécifiques du site : lit relativement étroit avec des versants abrupts et rocheux, débits élevés (débit moyen : 5 500 m³/s) ; débit de la crue millénaire : 19 360 m³/s), navigation internationale devant être assurée sans interruption.

Compte-tenu de ces données, la méthode de construction en deux phases a été adoptée :

- Exécution, en première phase, de deux enceintes séparées, chaque enceinte permettant la construction à sec de l'usine et de l'écluse sur chaque rive ; la partie centrale du lit, laissée libre entre les enceintes, d'une largeur de 276 m, permet le passage des débits, des glaces et des bateaux. Pendant cette phase de construction, la vitesse de l'eau, en surface, dans le lit rétréci n'a pas dépassé 5 m/s, maximum admis pour la navigation avec traction supplémentaire des convois. Dans l'enceinte de la rive droite, ont été inclus trois pertuis du barrage définitif, utilisés comme évacuateurs dans la phase suivante de dérivation.
- Exécution, dans la deuxième phase, d'une enceinte centrale, pour la construction à sec du barrage-évacuateur, les eaux passant, après démolition des enceintes de première phase, par les pertuis du barrage et le bloc de deux turbines de l'usine rive droite, précédemment réalisés. Pendant cette deuxième phase, la navigation s'est faite alternativement par chacune des deux écluses.

2.3 CONSTRUCTION A TERRE

Ainsi qu'il a été indiqué précédemment (1.5.1), une autre méthode de construction permettant, entre autres, de s'affranchir des contraintes de navigation consiste à exécuter les ouvrages définitifs à terre, en dehors du lit mineur ; celui-ci est laissé libre, pendant la construction, pour le passage des débits et des bateaux. Ce mode de construction convient plus particulièrement au cas de barrages-évacuateurs (avec ou sans usine adjacente) comportant une digue de raccordement à au moins l'une des rives, donc au cas des rivières larges.

Dans ces conditions, comparativement à la solution "construction en plusieurs phases par enceintes batardées", cette méthode de construction s'avère en général plus économique. Il suffit pour cela que le coût des excavations dans la berge et de la digue de coupure dans le lit mineur soit inférieur à l'économie sur le volume des ouvrages provisoires et sur les coûts unitaires des ouvrages définitifs dont le programme et les conditions d'exécution sont facilitées. C'est ce qui se présente lorsqu'il s'agit d'un fleuve puissant, à fonds mobiles, comportant une navigation intense. Il faut, en effet, assurer un débouché suffisant pour éviter les affouillements en période de crues, limiter la vitesse du courant pour la navigation et assurer un tirant d'eau minimal eu égard à la mobilité des fonds, ce qui peut être réalisé par la construction latérale au lit et beaucoup plus difficilement dans le cas d'enceintes batardées.

La construction latérale au lit a été adoptée en France sur le Rhin (23, 105, 106, 107) et sur le Rhône, ainsi qu'en U.R.S.S. sur la Volga et en Autriche sur la Drave. C'est ainsi qu'à Gamsheim sur le Rhin (107) le barrage mobile a été construit à terre, sur la rive droite, en dehors du lit du fleuve, les fouilles de l'ouvrage ayant été protégées contre les venues d'eau souterraines par une enceinte constituée d'une paroi moulée dans les alluvions et contre les crues

Most parts of the permanent works of any complexity, such as the power house and spillway, are preferably sited where the river channel is shallowest in the first-stage area, and where the topography is suitable in wide valleys, it may be possible to build them above river level on the banks (cf. 2.3).

One example of two-stage diversion is the Iron Gates Dam on the Danube (18, 21). This is a hydro-power and river navigation scheme, built jointly by Romania and Yugoslavia. There is a 1 025 MW power station and 310 m x 34 m lock on each bank, with a 15 400 m³/s spillway structure in the middle of the river. The total length of these works is around 1 000 m. The diversion scheme was designed specifically for this site where the river channel is relatively narrow with steep rock banks, and the average river flow is 5 500 m³/s with a thousand year flood of 19 360 m³/s. International river traffic had to be kept flowing without interruption.

- In the first stage, cofferdams were built from each bank for construction of the power stations and locks, with ice flows and river traffic passing in mid-river, where a gap of 276 m was left. The surface water velocity through the gap was not more than 5 m/s, which was the maximum acceptable for river convoys with extra power. Three of the spillway structure openings were built behind the right bank cofferdam, for use in second-stage diversion.

- The second-stage consisted of building a cofferdam in mid-channel for construction of the spillway structure, the first-stage cofferdams being demolished to enable the river to flow through the spillway openings and two turbine sluices in the right bank power station built previously. The locks were used for river traffic in this stage.

2.5 CONSTRUCTION ABOVE RIVER LEVEL

As stated in § 1.5.1, one of the other methods of preventing interruption to river traffic is to build the permanent works on the banks above the main river channel, which is left free for boats. This approach is best suited to low-head weir and spillway structures (with or without an adjacent power station) where there is at least one embankment dam section on one of the banks.

In other words, it is only suitable for wide river sites, but it is usually cheaper than multi-phase diversion provided that the cost of excavation in the banks is less than the saving in temporary works and in the unit costs of permanent works which may be much lower. This is the case on large rivers with mobile beds and heavy traffic, because the gaps must be wide enough to prevent heavy scour during floods and to avoid high currents and the formation of shoals that would hamper navigation. The requirements can be met by building the permanent works on the banks whereas construction within a cofferdam would be much more difficult.

This approach has been used in France on the Rhine (23, 105, 106, 107) and Rhone rivers, on the Volga in the USSR, and on the Drave in Austria. At Gamsheim on the Rhine (107), the low-head gate-weir was built above river level on the right bank, with only a diaphragm wall in the alluvium to control seepage and a small bund on top as protection against river floods.

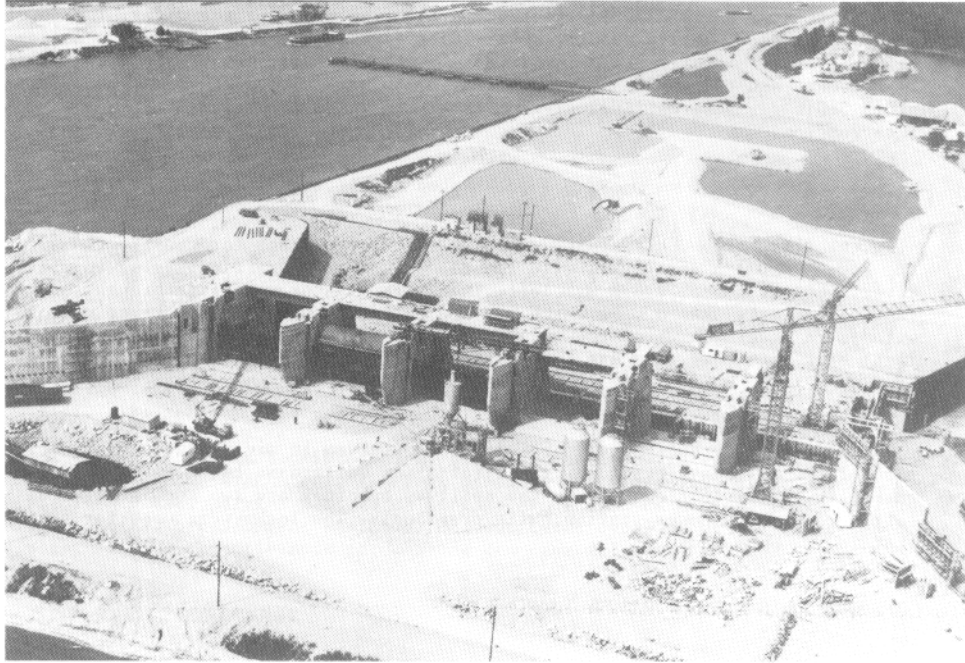


Photo 3

Exemple de construction à terre :
Chantier de construction du barrage de Gamsheim sur le Rhin (France)

Example of construction above river level :
Construction site of Gamsheim Dam on the Rhine (France)

du fleuve par une diguette surmontant la paroi moulée. Sur la rive gauche, l'usine hydroélectrique et les deux écluses ont été exécutées également sur la terre ferme à l'abri d'une enceinte de même type que celle de la rive droite. Après dérivation de la navigation dans le canal et les écluses, en fin de travaux, le fleuve est détourné vers le barrage par une anse d'élargissement, puis coupé par une digue formant barrage fixe (longueur 250 m ; hauteur 15 m) et prolongeant le barrage mobile.

Le délai global de réalisation d'une telle solution est souvent le plus court.

The hydropower station and the two shipping locks were built in the same way on the left bank. Once the shipping canal locks were ready, the channel was widened to make the weir accessible to the river, and an embankment dam section 250 m long and 15 m high was built out from the end of the weir across the river channel.

Frequently this solution results in the shortest construction period.

3. OUVRAGES DE DÉRIVATION

3.1 LES DIVERS TYPES D'OUVRAGES DE DÉRIVATION

On peut éliminer, du premier abord, le cas le plus simple d'absence totale de dérivation. On le rencontre lorsque le barrage surélève l'exutoire d'un lac naturel profond, utilisé comme réservoir : la galerie de prise réalisée au début des travaux assure, d'une part, l'abaissement du niveau du lac pour la bonne exécution des fouilles du barrage, d'autre part, le transit des apports pendant la construction.

Ce cas mis à part, les ouvrages de dérivation se répartissent généralement en trois catégories principales :

- galeries ou conduites
- canaux
- dérivation à travers ou par-dessus les ouvrages définitifs

Les galeries et conduites ont les mêmes caractéristiques hydrauliques et diffèrent seulement par le fait que les conduites sont construites dans une fouille remblayée ultérieurement alors que les galeries sont creusées dans la rive.

Ces ouvrages posent des problèmes hydrauliques classiques (contrôle de la profondeur critique, maîtrise des débits, prise en compte des pertes de charge). Des études sur modèles, en particulier pour les projets importants, constituent des outils très utiles, non seulement pour optimiser les ouvrages hydrauliques, mais également pour étudier les phases de la dérivation ainsi que les ouvrages en enrochements immergés et les problèmes de coupure.

3.1.1 GALERIES ET CONDUITES

3.1.1.1 Domaines d'utilisation

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites ; elles présentent l'avantage d'éviter des interférences avec les fouilles et la construction du barrage proprement dit. La conduite sous remblai peut être préférée en vallée à fond plat ou lorsque la roche est trop mauvaise pour qu'on y creuse économiquement un tunnel. La solution par tunnel dans la rive apparaît la plus fréquente.

3.1.1.2 Débit, section, vitesse dans les galeries

Le débit d'une galerie est généralement limité à des valeurs de l'ordre de 2 000 m³/s pour une galerie non revêtue en bon rocher et 1 000 m³/s pour une galerie revêtue en rocher de qualité moyenne ou médiocre. Des galeries dont les diamètres atteignent 16 m et les débits de l'ordre de 2 500 m³/s sont décrites dans diverses publications (2, 14, 16, 17, 34). Des galeries non revêtues dans le basalte, au barrage de Foz do Areia au Brésil, conçues pour des vitesses de 20 m/s, se sont bien comportées à des vitesses de 15 m/s.

3. DIVERSION PASSAGES

3.1 TYPES

Before considering the various types of diversion passages available to the engineer, it is relevant to discuss the extreme case where no such passages are necessary. This is the case when a dam is built at the outlet from a deep, natural lake to be used as a reservoir. By first building the intake tunnel, it can then be used to draw down the water level for construction of the dam, and to discharge inflow during this period.

Leaving aside this rather special situation, diversion passages fall into three main types :

- tunnels and culverts,
- open channels,
- sluices or overspill structures in the permanent works.

Tunnels and culverts are the same in hydraulic terms and only differ in the fact that culverts are built by the cut-and-cover method whereas tunnels are driven through the river banks.

They involve the usual hydraulics problems of controlling critical depth and flow rate, and head losses. Scale models are very useful tools, especially on large projects, not only for optimizing the hydraulics but also for reviewing the diversion stages including rockfill structures below water and the closure operations.

3.1.1 TUNNELS AND CULVERTS

3.1.1.1 Application

Tunnels are usually confined to steep-sided rock valleys. They have the advantage of not interfering with foundation excavation and dam construction work. Culverts under embankment dams may be preferred in flat valleys or where the rock is too poor for efficient tunnelling, but on the whole tunnels appear to be the most frequent choice.

3.1.1.2 Tunnel size

Diversion tunnel capacity is usually not more than around 2 000 m³/s in good, bare rock and 1 000 m³/s in moderate to poor rock with a concrete lining. Diameters of up to 16 m and capacities of the order of 2 500 m³/s are nevertheless described in various publications (2, 14, 16, 17, 34). Unlined tunnels in basalts at Fos Do Areia Dam in Brazil were designed for flow velocities at 20 m/s, and stood up well to actual velocities of 15 m/s.

3.1.1.3 Coût des galeries

Les galeries sont des ouvrages coûteux. Leur coût sera d'autant plus élevé qu'il sera nécessaire de les revêtir (roche de mauvaise qualité, risque d'érosion par des transports solides, réduction des pertes de charge...).

La dérivation d'un débit de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ par une galerie d'une longueur de l'ordre de 200 à 300 m nécessite généralement un volume minimal de 50 m^3 d'excavation souterraine et de 5 m^3 de béton si la galerie n'est pas revêtue (20 m^3 si elle est revêtue). Ces volumes sont parfois beaucoup plus élevés, par exemple pour les barrages en remblai de grande hauteur qui nécessitent de longues galeries de dérivation.

3.1.1.4 Accès

Dans le cas de fleuves à grands débits, l'accès de la rivière est parfois difficile à réaliser dans les délais prévus et la conception et la construction de la tête amont de la galerie posent souvent des problèmes difficiles.

3.1.1.5 Durée d'exécution des galeries

Dans un mauvais rocher, la durée des travaux peut être longue si des soutènements et un revêtement sont nécessaires.

3.1.1.6 Utilisation de deux galeries

Sauf dans le cas de cours d'eau de faible importance, on utilise le plus souvent deux galeries (par exemple une dans chaque rive) pour des raisons de sécurité et de souplesse d'exploitation. Le programme d'exécution des galeries et de leur tête amont est souvent critique. Comme la section totale des galeries est déterminée essentiellement par la crue maximale à dériver et non par les conditions de coupure, il est parfois possible de réaliser la coupure dès que la première galerie est prête, la seconde, nécessaire seulement en eaux moyennes ou hautes, peut alors être implantée un peu plus haut ; elle est ainsi réalisée et obturée plus facilement sans nécessiter un ouvrage amont vanné, coûteux et entraînant de longs délais d'exécution. Pour faciliter l'exécution du programme, on peut également prévoir de n'achever les ouvrages amont d'obturation des galeries que pendant les périodes d'étiage postérieures à celle de la coupure.

3.1.1.7 Conduites

Si la galerie de dérivation est en général adoptée lorsque le rocher est bon, une conduite construite directement dans les fondations du barrage peut être préférable si le rocher pour la galerie est de mauvaise qualité et si la vallée est suffisamment large pour installer facilement une conduite en béton armé. Le coût d'une telle conduite est toutefois assez élevé ; on peut estimer que, pour une conduite d'une longueur de l'ordre de 200 m, la dérivation d'un débit de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ nécessite généralement un volume minimal de 20 m^3 de béton armé. Le programme d'exécution des fouilles peut se trouver perturbé et des problèmes peuvent se présenter pour le raccordement à l'étanchéité des barrages en remblai. Pendant la construction de la canalisation, le chantier est protégé par des batardeaux et, lorsque la canalisation est terminée, l'écoulement est dérivé dans le pertuis amont de la dérivation qui peut être obturé de la même façon que pour une galerie.

3.1.1.8 Utilisation des galeries ou conduites comme ouvrages définitifs

Les galeries de dérivation provisoires sont souvent utilisées, en totalité ou en partie, comme ouvrages définitifs, par exemple pour constituer des vidanges de fond, des conduites forcées ou des évacuateurs de crues notamment dans les barrages en terre (Fig. 3) où l'incorporation de tels ouvrages est plus dif-

3.1.1.3 Cost

Tunnelling is expensive, especially where lining is necessary to consolidate poor rock, prevent erosion from solid loads, reduce head losses, etc.

For each $1 \text{ m}^3/\text{s}$ of flow diverted through a 200-300 m tunnel, it is usual for these to be a minimum of 50 m^3 of underground excavation and 5 m^3 of concrete if the tunnel is unlined or 20 m^3 of concrete if lined. The figures are sometimes much larger, for example for very high embankment dams needing long diversion tunnels.

3.1.1.4 Access

On large rivers, it is sometimes difficult to connect the river and works in the time available, and the design and construction of the tunnel head works can raise problems.

3.1.1.5 Construction time

Tunneling in poor rocks may be a slow process if support and lining is needed.

3.1.1.6 Twin tunnels

Except on smaller rivers, twin tunnels (eg, one in each bank) are most usually employed for safety and convenience. Construction of the tunnels and upstream portals is often on the critical path. Since the aggregate tunnel size is governed mainly by the maximum expected flood and not by actual river flow at the time, the river can sometimes be diverted as soon as the first tunnel is ready and the other one, which is only needed for higher flows, can be set at a slightly higher level to make its construction easier without the need for costly head gates involving long lead times. The construction programme can also be improved by building the head closure works in a period of low river flow after the tunnels have been operating.

3.1.1.7 Culverts

Tunnels are used when the rock is good ; concrete culverts in the dam foundation on the other hand may be preferable if the rock is poor and the valley is wide enough. Costs are however high : for a length of the order of 200 m it can be estimated that for each $1 \text{ m}^3/\text{s}$ of flow it is usual for these to be a requirement for a minimum of 20 m^3 reinforced concrete. Work in the foundation excavations may be hampered, and there may also be problems at the interface with the core of embankment. Culverts are built in the dry behind cofferdams, and when they are ready, the river is diverted through them ; they can be closed off in the same way as tunnels.

3.1.1.8 Incorporation in permanent works

Diversion tunnels are often eventually used, in whole or part, as permanent bottom outlets, power tunnels or spillway outlets, especially for earth dams (fig. 3) where such works are more difficult to design than with a concrete dam (35). Typical examples will be found in the references 19, 33, 35, 47 and 104.

ficile que dans les barrages en béton (35). Des exemples typiques de telles galeries à usages multiples sont exposés dans les références 19, 33, 35, 47, 104.

L'économie résultant de cette réduction des quantités d'ouvrage peut toutefois être compensée par une augmentation des coûts unitaires résultant de formes plus complexes et de programmes plus tendus. Si l'économie globale est faible, il semble préférable, tous comptes faits, de réaliser des ouvrages indépendants.

Il faut d'ailleurs signaler, à ce sujet, que la présence de deux galeries de dérivation provisoire facilite leur transformation en ouvrages définitifs. Ces travaux de transformation peuvent être exécutés sur l'une des galeries mise hors service, la deuxième fonctionnant pendant la saison des basses eaux.

Les conduites de dérivation provisoire implantées en fondation de barrages peuvent également être utilisées comme ouvrages définitifs (évacuateur de crues, vidange de fond,...). Fig. 3 montre, dans le cas d'un barrage en remblai, une dérivation par conduite transformée, en fin de travaux, en ouvrage d'évacuation définitif.

3.1.1.9 Problèmes hydrauliques

Les galeries et conduites peuvent être conçues pour un écoulement à surface libre ou en charge.

Pour assurer un écoulement à surface libre, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie (25) (le dernier chiffre correspondant à des crues importantes et de courte durée). Les dimensions peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique afin de permettre l'utilisation de coffrages ou de vannes normalisés (27). Les dimensions peuvent également être imposées par d'autres considérations telles que le passage des grumes, des glaces des poissons ou divers débris (59, 61) (cf 1.5.2 et 1.5.3 ci-dessus). De plus, il ne suffit pas que la section courante d'un tunnel soit grande relativement au tirant d'eau pour garantir le tirant d'air nécessaire au bon fonctionnement à l'air libre, il faut aussi que l'alimentation en air soit suffisamment abondante.

Les galeries ou conduites peuvent également être calculées pour fonctionner en écoulement torrentiel (59, 61). Mais, il faut éviter les écoulements dont la profondeur soit égale ou proche de la profondeur critique, de tels écoulements pouvant provoquer des vagues susceptibles d'atteindre la voûte et d'engendrer des ondes de surpression. On doit également veiller à ce que le ressaut soit bien chassé à l'aval de la sortie de la galerie.

Les inconvénients résultant des fluctuations de pression dans les régimes transitoires sont à examiner de très près ; ce problème est étudié très complètement à la référence 25. Des précautions doivent être prises au stade du projet afin d'assurer le passage progressif d'un régime d'écoulement à l'autre. Les galeries non revêtues de Foz do Areia (deux galeries de 11,50 m de diamètre) et de Salto Santiago (4 galeries de 13,50 m de diamètre), sur la rivière Iguazu au Brésil, constituent de bons exemples et montrent l'intérêt de galeries en charge.

Le risque de formation d'un vortex à l'entrée de la galerie ou de la canalisation exige une attention particulière et nécessite, le cas échéant, de prévoir des dispositifs anti-vortex ; toutefois, les vortex ne sont généralement pas très préoccupants dans les ouvrages provisoires.

À la sortie de la galerie, un dispositif de tranquillisation de l'écoulement est souvent nécessaire. Il est parfois souhaitable de prévoir une section divergente pour permettre la récupération de la hauteur représentative de la vitesse à la sortie et augmenter ainsi l'efficacité de l'ensemble de la dérivation (exemple du barrage de Serre-Ponçon, réf. 103).

The cost savings resulting from the foregoing may however be balanced by extra unit costs due to more complex shapes or extended construction programme. If only limited savings are envisaged it may be preferable for the various works to be constructed independently.

Twin tunnels are easier to convert to permanent use, since the work can proceed in one while the other is still being used for diversion in the low water season.

Concrete culverts may also be used as permanent spillways, bottom outlets, etc. Fig. 3 shows a typical arrangement for culverts under an embankment dam.

3.1.1.9 Hydraulics

Tunnels and culverts may be designed for pressure or free-surface flow.

In the latter case, they must not run more than 70 per cent full (25) for the design flood, or 80 per cent if the flood is of very short duration. But the dimensions may be far removed from the theoretical optimum if standard shuttering or gates are to be used (27). Dimensions may also be imposed by other considerations, eg. floating trees, ice or other debris, or fish (59, 61) (cf. 1.5.2 and 1.5.3). Nor is it enough just to provide adequate air space above the flow, there must also be ample vents.

Tunnels and culverts may also be designed for supercritical flow (59, 61) but the water depth must be nowhere near the critical depth to prevent waves hitting the crown and setting up pressure surges. The hydraulic jump must also be located well downstream of the portal.

Problems with pressure fluctuations under transient flow conditions must be looked at very carefully. This question is discussed very fully in Ref. 25. The designer must also ensure that the change from free-surface to pressure flow takes place smoothly. The two unlined tunnels at Fos Do Areia (two, 11.50 m diameter) and Salto Santiago (four, 13.50 m diameter) on the Iguacu River in Brazil, are good examples and demonstrate the advantages of tunnels designed to flow full.

Vortex formation at the tunnel or culvert inlet must be given careful attention, and controlled if necessary. This is not however usually a problem with temporary diversion works.

Some form of stilling basin is usually necessary at the downstream end. A tapered flume is sometimes desirable to recover the velocity head and improve flow efficiency as at Serre Ponçon Dam (103).

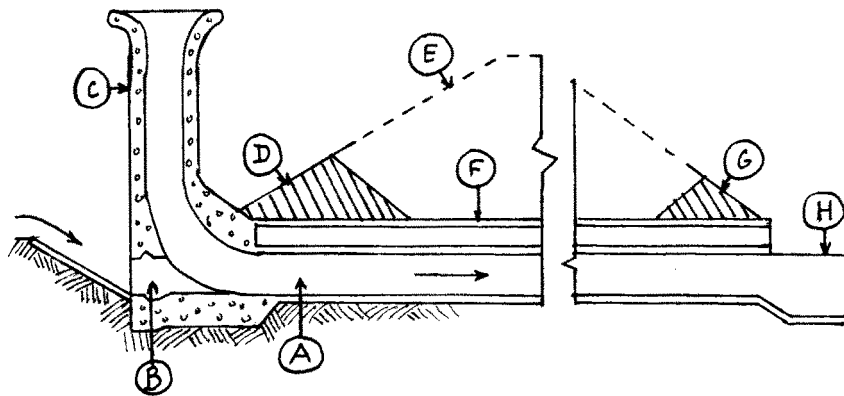


Fig. 3

Principales parties d'une dérivation par conduite (cas d'un barrage en remblai).
Main components of river diversion by conduit (example of an embankment dam).

- | | |
|--|--|
| A. Conduite. | A. Conduit. |
| B. Pertuis de dérivation provisoire (obturé lors de la fermeture). | B. River diversion opening (plugged at closure). |
| C. Déversoir en marguerite ou tour de prise. | C. Morning glory spillway or intake tower. |
| D. Batardeau amont incorporé au barrage principal. | D. Upstream cofferdam incorporated in main embankment. |
| E. Digue principale | E. Main embankment. |
| F. Galerie supérieure contenant les canalisations de prise et vidange. | F. Upper gallery housing outlet pipes. |
| G. Batardeau aval incorporé au barrage principal. | G. Downstream cofferdam incorporated in main dam. |
| H. Bassin d'amortissement. | H. Stilling basin. |

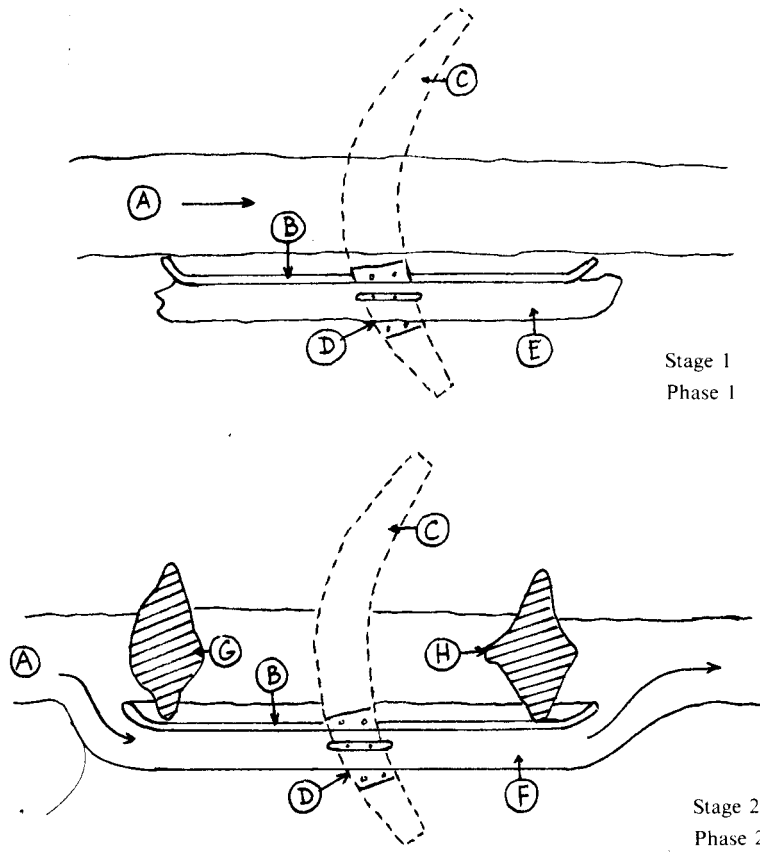


Fig. 4

Dérivation du cours d'eau par un canal.
 River diversion by means of a channel.

- | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| A. Sens de l'écoulement. | A. Flow. |
| B. Batardeau latéral. | B. Lateral cofferdam. |
| C. Barrage principal. | C. Main dam. |
| D. Pertuis temporaire (un ou plus). | D. Temporary openings (one or more) |
| E. Canal (partiellement achevé). | E. Channel (partially completed). |
| F. Canal achevé. | F. Channel completed. |
| G. Batardeau amont. | G. Upstream cofferdam. |
| H. Batardeau aval. | H. Downstream cofferdam. |

Pour l'étude de ces divers problèmes hydrauliques, des essais sur modèle peuvent s'avérer très utiles.

3.1.2 CANAUX

La dérivation provisoire de la rivière au moyen d'un canal est généralement adoptée dans les vallées larges où le débit dérivé serait trop important pour être évacué d'une façon économique par des galeries ou des conduites. Fig. 4 représente schématiquement la dérivation d'une rivière par un canal.

Parmi les plus grands canaux de dérivation réalisés, on peut citer ceux des barrages d'Ukai en Inde (31) (débit : 49 500 m³/s) et d'Itaipu (2.1.2 ci-dessus) (débit : 35 000 m³/s). Les références 30, 32, 34, 35, 41, 79, 98 et 117 présentent des exemples types de dérivation par canal.

On peut parfois utiliser un canal naturel ou un thalweg existant mais, en règle générale, le canal doit être excavé. Il convient alors de porter une attention particulière à l'éventualité d'un revêtement total ou partiel du canal et aux risques de glissement des berges, même en très bon rocher, si le canal est profond. Comme la vitesse moyenne est généralement inférieure à 10 m/s et qu'une grande partie de l'excavation est au-dessus du niveau de la surface libre dans le canal, le volume excavé peut souvent atteindre 200 m³/s par m³/s dérivé. L'étanchement des parois et du radier des canaux est souvent réalisé en béton mais d'autres matériaux (palplanches, enrochements, maçonnerie) peuvent être également utilisés. Des canaux de grande section ont même été réalisés essentiellement en bois (barrage de Canyon Ferry, USA).

Le projet du canal doit faire l'objet d'essais sur modèle hydraulique car certains écoulements ne sont pas accessibles au calcul. Les régimes d'écoulement dans le canal et les risques d'affouillement sont d'une importance particulière ; dans beaucoup de cas une protection contre l'érosion est indispensable (31). Les conditions d'écoulement à l'entrée et à la sortie du canal nécessitent généralement une étude spéciale car elles sont souvent caractérisées par de très grandes courbures des lignes de courant et, par conséquent, des risques d'affouillements très importants. Les essais sur modèle indiqueront aussi les endroits et la nature des dépôts de sédiments, mais les résultats du modèle sont plus qualitatifs que quantitatifs.

3.1.3 DERIVATION A TRAVERS OU PAR-DESSUS LES OUVRAGES DEFINITIFS

Une tendance dominante, résultant des facilités offertes par les barrages en béton, puis adaptée aux barrages en enrochement et en terre, consiste à réduire autant que possible les ouvrages de dérivation, une partie du débit passant à travers ou par-dessus le barrage en cours de construction (23). Les exemples sont nombreux, surtout pour les voûtes, où l'on s'est contenté de petites galeries prévues seulement pour des débits normaux à l'exclusion des crues, celles-ci passant par des pertuis provisoires au travers du barrage lui-même. Cette solution exige que les batardeaux puissent être submergés : construits le plus souvent en béton, ils peuvent également être construits en remblai (Le déversement par-dessus les batardeaux est examiné au chapitre 5).

La tendance à réduire les ouvrages de dérivation peut même aboutir à leur suppression, le passage de la rivière et de ses crues étant assuré au travers ou par-dessus les ouvrages définitifs. Parfois, d'ailleurs, l'importance des crues est telle qu'il n'est ni économique, ni pratique de construire des ouvrages de dérivation, même pour la crue annuelle moyenne, et la seule ressource est de permettre aux crues de passer à travers ou par-dessus le barrage. Cette solution est applicable plus particulièrement aux barrages en béton. Les crues les plus faibles sont évacuées par des ouvrages d'évacuation définitifs ou des pertuis

Hydraulic model may be very useful in examining these problems.

3.1.2 • CHANNELS

Diversion channels are commonly used in wide valleys where the high flow makes tunnels or culverts uneconomic. Fig. 4 shows a typical arrangement.

One of the largest diversion channels ever built was at Ukai Dam in India (31) (capacity : 49 500 m³/s) and Itaipu (see 2.1.2 above) (capacity : 35 000 m³/s). Other examples will be found in Refs. 30, 32, 34, 35, 41, 79, 98 and 117.

A natural channel or streambed may sometimes be used, but excavation is necessary in most cases. Special attention must be given to the possible need for lining all or part of the channel, and to the risk of bank slides or collapse, even in good rock, if it is deep. As the mean flow velocity is usually less than 10 m/s and much of the excavated volume is above channel water level, as much as 200 m³ excavation per m³/s flow is often necessary. Watertightness of channel walls and aprons is often achieved by using concrete, but other materials (sheet piles, rockfill, masonry) may also be used. Large section channels have even been constructed of timber (Canyon Ferry Dam, USA).

Hydraulic models are needed, in that some types of flow are not amenable to calculation. Flow conditions and scour risks are especially important, and erosion protection is essential in many cases (31). Flow conditions at the inlet and outlet where the streamlines describe sharp turns with a very high risk of scour usually requires special study. A scale model can also show what material is deposited and where, but this information is more qualitative than quantitative.

3.1.3 DIVERSION THROUGH OR OVER PERMANENT WORKS

The predominant trend in diversion arrangements for concrete dams which has also been extended to include earth and rock dams, consists of reducing the purpose-built diversion works to a minimum by passing some of the flow over or through the dam while it is being built (23). There are many examples, of arch dams especially, where the diversion works consist of small tunnels for normal river flow, floods being discharged through temporary openings in the dam itself. This will involve the cofferdams being overtopped, and so they are usually concrete, but fill cofferdams are also found. (Overtopping of cofferdams is discussed in chapter 5).

The trend might even be taken to its logical conclusion by dispensing entirely with all diversion passages, all river flow passing through or over the dam. In fact, river floods may be so large that it is neither economic nor practical to provide diversion passages even for average floods, the only alternative being to have them pass over or through the dam, although this does apply mostly to concrete dams. Smaller floods are handled by the permanent outlet works or temporary low-level outlets with the larger floods overtopping certain dam blocks purposely lagging behind the others. For certain arch dams, joint grouting may be necessary before overtopping is acceptable.

de fond provisoires, alors que les grandes crues se déversent sur des plots alternés qui ont volontairement été arasés à une cote basse. Pour les barrages-voûtes, un clavage partiel des plots est parfois nécessaire avant certaines phases de déversement.

Bien entendu, des ouvrages de dérivation de faible importance sont nécessaires pour permettre la construction des pertuis de fond et des ouvrages similaires. De grandes ouvertures peuvent être laissées dans le béton, spécialement dans les barrages-voûtes, et obturées ultérieurement en utilisant des dispositifs spéciaux de fermeture. Des dérivations de ce type sont présentées aux références 15, 29, 46, 78, 82, 84 et 112).

La dérivation par déversement sur des barrages en remblai (terre ou enrochements) pose des problèmes plus difficiles dès que le niveau de la digue dépasse la crête du batardeau aval ; ce déversement est généralement évité par une adaptation du programme de construction et une mise en place rapide des remblais afin de créer une retenue permettant d'amortir les crues. Néanmoins, le déversement par-dessus un barrage en remblai a parfois été réalisé volontairement ou n'a pu être évité par suite des délais de construction ou en raison de crues exceptionnelles. De tels déversements peuvent être catastrophiques lorsque le barrage en construction atteint une grande hauteur.

Des barrages en terre ont été construits sous l'eau (5, 93) ou conçus pour déverser pendant la construction ; dans ce dernier cas, il est nécessaire de protéger les ouvrages submergés par une couche d'enrochements (116). L'utilisation de la terre armée peut également s'avérer prometteuse (40).

Pour les barrages en enrochements, trois solutions peuvent être adoptées :

- a) Protection de la crête du parement aval par des gros enrochements classés jusqu'à 3 m de chute totale et par des blocs de béton d'une vingtaine de tonnes jusqu'à 6 m de chute totale. Pour des débits spécifiques (c'est-à-dire par mètre de crête déversante) inférieurs à $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, on peut gagner quelques mètres de chute en arasant la crête provisoire avec une légère pente régulière (moins de 5 %) vers l'aval).
- b) Une meilleure solution est d'utiliser des enrochements armés (22, 24, 26, 68) en évitant la destruction des armatures par les matériaux charriés et en adoptant une large marge de sécurité pour la stabilité générale de la partie aval de l'ouvrage. Cette solution permet le passage de débits importants sous des hauteurs de chute totale pouvant atteindre 10 m ou des débits spécifiques pouvant atteindre $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ pour de plus grandes hauteurs de chute (cf. Rapport australien, Annexe 1).
- c) Des revêtements du parement aval en béton, submergés avant leur achèvement, devraient pouvoir résister à la pleine sous-pression et seraient donc très onéreux ; pour des hauteurs de déversement faibles ou moyennes, il semble possible d'envisager des revêtements épais en béton compacté au rouleau (rollcrete) susceptibles de résister aux sous-pressions. Cette technique n'a toutefois pas été utilisée à ce jour.

Des études plus détaillées correspondant à ces différentes solutions sont présentées au chapitre 5.

Enfin, pour les barrages de grande hauteur, on peut envisager de compléter économiquement les ouvrages de dérivation par une ou plusieurs galeries de courte longueur, ne court-circuitant que l'emplacement proprement dit du barrage au-dessus du niveau des batardeaux et n'intervenant que pour des crues exceptionnelles et lorsque le barrage en construction a dépassé ce niveau.

Small diversion passages are of course necessary while building these low-level outlets or similar structures. Large temporary openings can be left in concrete dams, especially arch dams, with special arrangements for closing them off permanently at the end of construction. Examples will be found in Refs. 15, 29, 46, 78, 82, 84 and 112.

Allowing water to spill over earth or rockfill dams when they are raised above the downstream cofferdam is a more arduous problem, generally avoided by careful planning and rapid construction of the fill to provide enough capacity for flood impoundment. In some cases however, fill dams have been overtopped purposely or because of delays in construction or unexpectedly large river floods. The effects may be disastrous where a very high dam is involved.

Similar dams have been built under water (5, 93) or have been designed for overtopping during construction ; in the latter case, rockfill protection is necessary (116). Reinforced earth may also be attractive (40).

Three basic arrangements are available for designing rockfill dams to resist overtopping :

- a) The crest and downstream face can be protected with selected rockfill if the total differential head of water is under 3 m or with large concrete blocks (20 tons) if the head is under 6 m. For specific flows under $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (of overflow section), the acceptable differential head may be increased by a few metres if the temporary dam crest is evenly levelled with a gentle slope downstream (less than 5 per cent).
- b) A better arrangement is to use reinforced rockfill (22, 24, 26, 68) with some means of preventing the reinforcement being destroyed by floating trees or rockfall falling from the crest and with an ample safety margin on the overall slope of the dam. High discharges are possible in this way with up to 10 m total differential head and $10 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge per metre crest length at higher heads (cf. Australian Report, Appendix 1)
- c) Downstream concrete linings submerged before completion would be subjected to full uplift pressure and would hardly be acceptable although it does seem possible with low to moderate overspill heads, to employ thick rollcrete facings capable of resisting uplift. However rollcrete has never been used in this way to date.

Typical arrangements are dealt with in chapter 5.

Finally, for high dams, it may be economic for the diversion works to comprise one or more short length of tunnel, which by-pass only the area of the main dam above cofferdam level and come in use only in the event of exceptionally severe floods and when the dam under construction is above this level.

3.2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE DERIVATION

3.2.1 HYDROLOGIE DES CRUES

La connaissance de la distribution fréquentielle des crues est indispensable, non seulement pour l'étude du projet des ouvrages de dérivation provisoire, mais également pour l'élaboration du projet des ouvrages définitifs, notamment des évacuateurs de crues.

Pour dimensionner les ouvrages de dérivation, il suffit généralement de disposer d'une distribution fréquentielle des crues relativement grossière. Les crues de différentes périodes de retour peuvent être définies de plusieurs façons et les Services hydrologiques de la plupart des pays ont leur technique. S'il existe des résultats de jaugeages effectués au droit ou à proximité du site et couvrant une période suffisamment longue, l'analyse des valeurs extrêmes déterminera les débits annuels de pointe (ou les débits mensuels de pointe pour les différents mois de l'année) correspondant à diverses périodes de retour.

Dans le cas de bassins semblables du point de vue hydrométéorologique, un débit de pointe évalué à partir d'une série de jaugeages effectués en un point A peut souvent servir à estimer, avec une précision suffisante, la valeur du débit correspondant à un emplacement B où on ne possède aucune mesure de débit. Le coefficient permettant de passer du débit de pointe Q_A en A au débit de pointe Q_B en B, les points A et B étant situés dans le même bassin ou dans des bassins semblables, peut être pris comme une puissance du rapport des surfaces respectives des bassins versants en A et B, soit

$$\frac{Q_A}{Q_B} = \left[\frac{S_A}{S_B} \right]^n$$

L'exposant n dépend de la région considérée ; sa valeur est souvent prise égale à 0,5.

Il existe bien entendu de nombreuses autres formules qui établissent une relation entre le débit de pointe et le bassin hydrographique et le choix de la distribution fréquentielle la mieux appropriée pour les valeurs extrêmes est un sujet traité dans de nombreux documents hydrologiques. Le choix de la distribution fréquentielle retenue en définitive doit être basée sur la propre expérience de l'ingénieur.

La probabilité des crues varie avec l'époque de l'année et l'importance des dommages causés par les crues dépend de la phase atteinte dans le programme de construction ; aussi ces facteurs doivent-ils être pris en considération (58).

Quand la protection du chantier doit être assurée, soit par stockage de la crue, soit par dérivation, soit par les deux techniques associées, la forme de l'hydrogramme et le volume de la crue sont des éléments importants. Les méthodes permettant de définir et de tracer les hydrogrammes des crues, d'établir les distributions fréquentielles des crues et de déterminer la crue de projet sont décrites dans de nombreux rapports et manuels d'hydrologie (12, 118). La tendance actuelle est d'utiliser des hydrogrammes-types permettant de synthétiser une famille d'hydrogrammes de crues correspondant à une période de retour donnée sur le site (62). Cette méthode permet de définir les relations entre le débit ou le volume des crues et leur fréquence.

Une méthodologie de plus en plus utilisée consiste à partir de la crue maximale probable ou de quelque autre valeur extrême appropriée. Il est généralement possible d'établir avec une précision suffisante la relation entre cette valeur extrême et le débit de la crue centennale et entre la crue centennale et les crues de diverses durées de retour, par exemple le rapport de la crue centennale à la crue décennale.

3.2 CAPACITY CALCULATIONS

3.2.1 FLOOD HYDROLOGY

It is necessary to have information on flood return periods for the design of the diversion works, as well as for the design of the spillway and other parts of the permanent works, although it does not have to be so refined at this stage.

Floods of different return periods can be defined in various ways, the hydrological departments in most countries each having their own approach. If streamflow records are available over a sufficient period from stations at or near the site, analysis of extreme floods will determine annual peak flows (or monthly peak flows over the year) with their return periods.

If different catchments have similar rainfall and streamflow patterns, peak flows estimated from gaugings from one station can often be used to estimate flows at another point for which no records exist, to an adequate degree of accuracy. The correlation coefficient between peak flow Q_A at point A and peak flow Q_B at point B when points A and B are situated in the same or similar catchments can be taken as the ratio of the respective catchment areas :

$$\frac{Q_A}{Q_B} = \left(\frac{S_A}{S_B} \right)^n$$

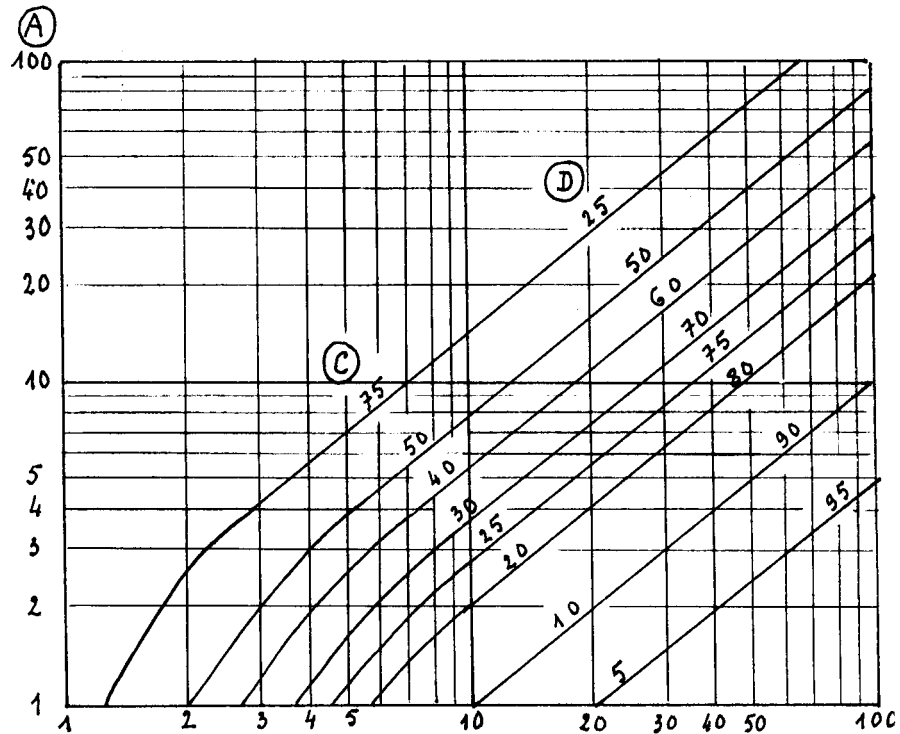
The value of n depends on the region, but it is often taken as 0.5.

There are of course many other formulas relating flow to catchment and choosing the most appropriate frequency distribution for extreme values is dealt with in many hydrological handbooks and other publications. Selection of the frequency distribution must in the end be based on the engineer's own experience and judgement.

The likelihood of flood varies with the season and the extent of damage caused by floods depends on the degree of completion of the works and both these factors must be considered (58).

When working areas are to be protected by impounding and/or diverting floods, the flood hydrograph shape and inflow volume are important factors. Methods of calculating and drawing flood hydrographs, establishing flood frequency distributions and determining design flood are described in many reports and handbooks (12, 118). The present trend is towards the use of standard hydrographs from which a set of flood hydrographs for a given return period at the site can be generated (62). This method establishes the relationship between flood flow and volume and their frequencies.

Another approach that is gaining favour makes use of the concept of the probable maximum flood or some other extreme value. It is usually possible to establish to an adequate degree of accuracy, the relationship between this extreme value and the hundred-year flood discharge and between the 100-year flood and floods of other return periods, for example the ten-year flood.



La crue maximale probable peut également être calculée par des méthodes hydro-météorologiques qui prennent en compte les précipitations atmosphériques, la transposition de la précipitation et sa maximalisation, associées à un hydrogramme unitaire ou à d'autres moyens de transformation des précipitations en écoulements, en tenant compte des pertes et de la rétention du bassin (méthode du gradex). On peut également avoir recours aux "courbes enveloppes" permettant une estimation raisonnable de la crue maximale probable. Francou et Rodier (110, 120) ont rassemblé des observations provenant de toutes les parties du monde, à partir desquelles ils ont proposé les formules suivantes :

$$Q \text{ max} = 10^6 (A \cdot 10^{-8})^{1-0,1 K}$$

dans laquelle Q max est le débit maximal de pointe (m³/s)

A la superficie du bassin hydrographique (km²)

K un facteur dépendant de la région.

Les débits donnés par la formule de Francou-Rodier correspondent approximativement à des crues dont la période de retour est comprise entre 50 et 100 ans.

3.2.2 DETERMINATION DU DEBIT DES OUVRAGES DE DERIVATION

Dans de nombreux pays, des règlements définissent la période de retour du débit de crue pour lequel la dérivation de la rivière doit être conçue ou le risque accepté, par exemple la crue de fréquence décennale, vingtennale, etc... Pour la définition de la période de retour adoptée, il est toutefois bon de se souvenir que la probabilité pour qu'un événement de période de retour de T années ait lieu au moins une fois au cours de ces T années est d'environ 0,64. Ceci est illustré par la figure 5 dont il sera question un peu plus loin.

Fig. 5

Risque ou garantie en fonction de la durée de service de la dérivation et de la période de retour de la crue contre laquelle on désire se protéger.

Risk or Assurance as a function of the period of use of the diversion works and the return period (recurrence interval) of the flood for which protection is designed.

- | | |
|--|---|
| A. Durée de service ou durée d'amortissement de la dérivation (en années). | A. Amortisation (utilisation) period for diversion works (years). |
| B. Période de retour (intervalle de récurrence) en années. | B. Return period (recurrence interval) in years. |
| C. Risque de dépassement en %. | C. Risk of exceeding (%). |
| D. Garantie de non dépassement en %. | D. Assurance against exceeding (%). |

The probable maximum flood can also be estimated from rainfall data which is transposed and maximized in conjunction with a unit hydrograph or other method of converting precipitation to extreme flow, with due allowance for losses and retention (Gradex method). An alternative method is to use "envelopes" to make a reasonable estimate of the probable maximum flood. Francou and Rodier (110, 120) have collected observations from all parts of the world to arrive at the equation :

$$Q_{\max} = 10^6 (A \cdot 10^{-8})^{1 - 0.1 K}$$

in which Q_{\max} is the maximum peak flow (m^3/s)

A the catchment area (km^2)

K a regional coefficient.

Flows calculated from this equation usually approximate floods with return periods in the range 50-100 years.

3.2.2 DIVERSION CAPACITY

Many countries have regulations laying down the flood return period for which the diversion works must be designed or the risks accepted eg, the ten-year flood, the twenty-year flood, etc. In selecting the return period however it is useful to remember that the probability of an event with a return period of T years occurring at least once in the course of these T years is approximately 0.64, as illustrated in Fig. 5 which will be discussed later.

Le risque R (ou probabilité) pour que la capacité d'un ouvrage conçu pour faire face à la crue de durée de retour de T années soit dépassée au moins une fois au cours d'une durée de vie de L années est donné par :

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T} \right]^L$$

$$= 1 - e^{-L/T}$$

soit approximativement

$$R \approx \frac{L}{T + 0,5 L}$$

Si on suppose, par exemple, une dérivation conçue pour fonctionner pendant une période de construction de 3 ans et le batardeau associé étudié pour résister à une crue décennale, le pourcentage de risque de rupture pendant la période de construction du barrage sera donné par :

$$R \approx \frac{3}{10 + 0,5 \times 3} = 0,26 \text{ soit } 26 \%$$

Si on décide d'accepter un risque de rupture de 5 %, le débit de la dérivation devra être celui de la crue de durée de retour égale à 60 ans. L'approximation est valable pour $T > 10$ ans et $R < 50$ %.

Le risque (ou la probabilité) de dépassement d'un événement d'une période de retour donnée pendant une durée de service donnée (ou l'assurance qu'il ne sera pas dépassé) est illustré par la figure 5 sur laquelle on pourra vérifier les résultats des deux exemples précédents. On trouvera des analyses plus approfondies de la notion de risque aux références 113 et 119.

Pour la détermination du débit des ouvrages de dérivation, on peut penser à un calcul d'optimisation dans lequel on prend en compte la sécurité. L'optimisation a pour but de minimiser les coûts qui comprennent :

(a) Le coût de construction des ouvrages de dérivation et

(b) celui des dommages qui peuvent résulter d'une sous-estimation du projet, non seulement au niveau des travaux de construction proprement dits, mais aussi pour les ouvrages et installations situés à l'aval en cas de rupture soudaine, ou à l'amont par suite de l'obstruction de la rivière par les ouvrages de dérivation.

La base essentielle pour aborder une telle étude est la distribution fréquentielle des pointes de crue (annuellement ou pour des mois spécifiques de l'année) ou des volumes des crues, comme cela est illustré sur le diagramme supérieur de la figure 6. Le débit de pointe est porté en abscisse et la probabilité (ou période de retour) en ordonnée. Il est commode de conserver les mêmes abscisses pour l'analyse hydro-économique qui constitue le diagramme inférieur de la figure 6.

Les coûts des ouvrages conçus pour dériver différents débits de pointe de crues sont exprimés en coûts annuels et permettent de tracer la courbe des coûts de construction. Les coûts de tous les dommages qui résulteraient d'un défaut de fonctionnement des ouvrages de différentes dimensions doivent ensuite être estimés, multipliés par la probabilité annuelle de l'évènement susceptible de provoquer un défaut de fonctionnement et tracés en regard du débit de crue correspondant pour donner la courbe des dommages.

Les coûts de construction et les coûts des dommages sont additionnés pour donner la courbe du coût total. Cette courbe du coût total passe par un minimum qui définit la dimension optimale économique de l'ouvrage susceptible de rendre le service demandé.

The risk R of a flood of return period T years being exceeded at least once in the L years over which the structure operates is given by :

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T} \right]^L$$

$$= 1 - e^{-L/T}$$

or approximately :

$$R \approx \frac{L}{T + 0.5 L}$$

For example, if the diversion works are designed to operate over a three-year construction period and the cofferdam is built to withstand the ten-year flood, the percent risk of failure during this construction period is :

$$R \approx \frac{3}{10 + 0.5 \times 3} = 0.26 \text{ or } 26 \text{ per cent approx.}$$

If it is decided that a 5 per cent failure risk is acceptable, then the diversion passages must be designed for a flood with a return period of 60 years. This approximation is valid for $T > 10$ years and $R < 50$ per cent.

The risk of an event of given return period being exceeded over a given period of operation (or alternatively, the degree of probability that the event will not be exceeded) is illustrated in Fig. 5, from which the results of the above two examples can be checked. A fuller discussion of this risk concept will be found in Refs. 113 and 119.

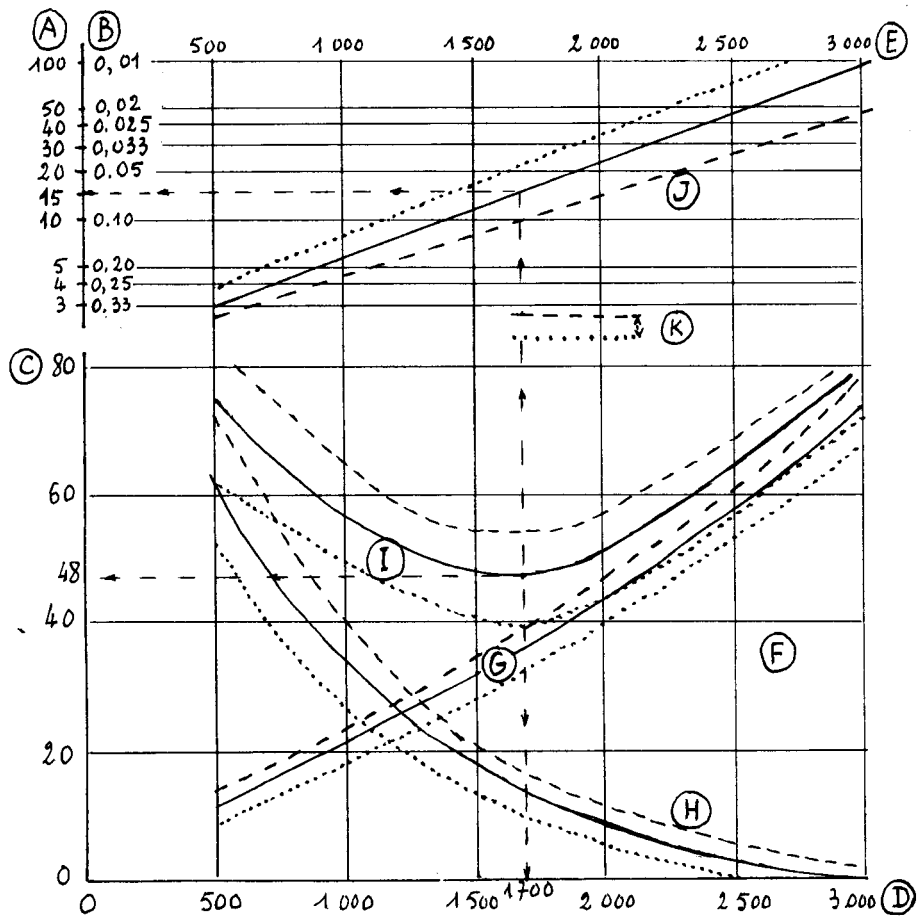
Designing the discharge capacity of the diversion works can be thought of in terms of an optimization calculation taking safety into account. Optimization aims at minimizing

- a) the construction cost of the diversion works
- b) the cost of damage that would result from underdesign not only at the construction site itself but also for property downstream in the event of sudden failure, or upstream because of the obstruction caused by the diversion works.

The foundation to this type of study is the frequency distribution of flood peaks (annual, or for specific months of the year) or flood volumes, as illustrated in the top part of the chart in Fig. 6. Peak flow is plotted across the top scale and its probability of occurrence (or return period) is on the left-hand scale. It is convenient to keep the same abscissas for the hydro-economic analysis in the lower part of the diagram.

The cost of the diversion works designed to control different flood peaks are expressed as annual costs for plotting the construction cost curve. The cost from all damage that will arise from inadequacy of the capacity of diversion works of different sizes must then be estimated, multiplied by the probability of such an event occurring in any year, and plotted against the relevant flood discharge to draw the damage cost curve.

Construction costs and damage costs are summed to give the total cost curve. The lowest point of the total cost curve represents the optimum economic capacity of the diversion works capable of meeting the specified performance.



Le procédé ainsi décrit fournit une base d'évaluation des dimensions de l'ouvrage de dérivation, mais il est certain que la plupart des coûts, y compris ceux qui sont associés aux risques de vie humaine, sont difficiles à estimer. Il en est de même pour les débits de pointe des crues susceptibles de provoquer des dégâts. Même les coûts de construction des ouvrages nécessaires pour se protéger des crues peuvent être difficiles à évaluer. Néanmoins, il doit être possible de définir, avec une précision acceptable, les limites supérieures et inférieures des courbes. Sur la figure 6, les intervalles de confiance ont été ajoutés à la distribution fréquentielle des crues (diagramme supérieur), aux coûts de construction et des dommages ainsi qu'au coût total (diagramme inférieur). Cependant, malgré de très importants degrés d'incertitude en hydrologie et dans les estimations des coûts, les dimensions optimales correspondant aux minima de la courbe moyenne et des courbes correspondant aux limites supérieure et inférieure de l'intervalle de confiance ne diffèrent pas d'une manière significative. Ainsi, dans l'exemple illustré par la figure 6, les ouvrages de dérivation auraient été construits pour faire face à une crue de 1 700 m³/s, ce qui correspond à la pointe de la crue de période de retour 15 ans.

Fig. 6

Hydro-economic analysis.

Analyse hydro-économique.

- | | |
|---|---|
| A. Période de retour (en années). | A. Recurrence interval (years). |
| B. Probabilité annuelle de dépassement. | B. Annual probability of exceedance. |
| C. Coûts annuels (en milliers de dollars). | C. Annual costs (thousand of dollars). |
| D. Débit de la dérivation (m^3/s). | D. Diversion capacity (m^3/s). |
| E. Pointe de crue (m^3/s). | E. Flood peak (m^3/s). |
| F. Courbes de coûts. | F. Cost curves. |
| G. Coûts de construction. | G. Construction costs. |
| H. Coûts des dommages basés sur l'estimation des dommages résultant du dépassement de la capacité de la dérivation. | H. Damage costs based on estimated damage if capacity is exceeded. |
| I. Coût total. | I. Total cost. |
| J. Distribution fréquentielle des crues. | J. Frequency distribution of flood peaks. |
| K. Intervalle de confiance défini par les limites supérieure et inférieure correspondant respectivement (a) aux crues de probabilité donnée et (b) aux estimations des coûts. | K. Confidence band defined by upper and lower limits respectively to (a) flood peaks of given probability and (b) cost estimates. |

This process is the basis for estimating the dimensions of the diversion works but of course, costing the risk to human life and other types of damage is very difficult. It is also difficult to make any realistic estimate of the flood peak liable to cause this damage. Even the construction cost of the works required to control floods may be difficult to evaluate. Nevertheless, it should be possible to determine the upper and lower limits of these curves with an acceptable degree of accuracy. The confidence band has been drawn on Fig. 6 on the flood frequency line in the top chart and on the construction cost, damage cost and total cost curves at the bottom. Despite the high degree of uncertainty in hydrology and in costing these items, there is no significant difference in the optimum capacities read from the lowest point of the mean curve and the top and bottom limit curves. In the example illustrated in Fig. 6, the diversion works should be built to control a flow of $1\ 700\ m^3/s$, which is the peak flow for the flood with a return period of 15 years.

Bien entendu, la courbe des coûts de construction peut présenter des discontinuités lorsque l'aménagement de la dérivation doit être modifié quand sa capacité s'accroît. Il en est de même pour la courbe des dommages qui peut comporter des discontinuités au fur et à mesure que différents seuils sont atteints. De toute façon, une telle étude d'optimisation présente des incertitudes traduites par les intervalles de confiance et encore accrues par la forme de la courbe de coût total qui varie très peu au voisinage de son minimum.

En fait, on peut dire que les dépenses consacrées aux ouvrages de dérivation constituent une sorte de prime d'assurance dont le montant doit être adapté aux risques courus. Bien entendu, intervient alors le type de barrage.

Pour les barrages en béton, une submersion du chantier ne met pas la construction en péril et les ouvrages de dérivation provisoire peuvent donc être dimensionnés pour un débit de crue relativement réduit (période de retour de 10 ans par exemple).

Pour les barrages en terre, il en va différemment : leur submersion peut provoquer la ruine de l'ouvrage. C'est ainsi que pour un grand barrage en terre, dont la construction s'échelonne sur plusieurs années, une crue de période de retour de 50 ans et même plus pourra être adoptée pour le dimensionnement des ouvrages de dérivation. La tendance actuelle n'est pas, semble-t-il, d'augmenter la prime mais de diminuer le risque de submersion en construisant le barrage très rapidement, ce que permet l'augmentation des cadences de mise en remblai. On se protège pendant la phase initiale de construction, soit en profitant de la période d'étiage, soit en demandant au batardeau amont de créer la retenue nécessaire à l'amortissement de la crue tant que le barrage lui-même n'a pas atteint une hauteur suffisante pour jouer ce rôle. D'où cette tendance vers des hauteurs de batardeau amont de plus en plus grandes chaque fois que c'est économiquement possible.

Le cas des barrages en enrochement est intermédiaire, leur submersion en cours de construction étant admise dans certaines limites de débit spécifique et pour des protections provisoires soigneusement étudiées et réalisées.

There may of course be a "quantum jump" in the cost curve if major changes have to be made to design as capacity is increased. The same also applies to the damage cost curve, as various levels of damage are reached. In any event, this type of optimization study involves some degree of uncertainty within the confidence band, which is further aggravated by the fact that the total cost curve is flat at the bottom.

One might consider expenditure on diversion works as a sort of insurance whose premium must be matched to the actual risk. Dam type is of course a factor.

With concrete dams, flooding of the working area will not cause the works to be abandoned and so the diversion tunnels can be designed for floods of quite high frequency, say the ten-year flood.

Earth dams are entirely different, as they may be completely destroyed if overtopped. For larger structures, taking several years to build, a return period of 50 years or even more might be used in designing the diversion works. The present trend would appear to be to build the dam more quickly, rather than pay a higher insurance premium, as is now possible with faster fill placement rates. The precaution taken when construction first starts is either to do this work in the dry season or have an upstream cofferdam capable of impounding floods until such time as the main dam has reached the height where it can itself control the river, whence the trend to build higher cofferdams wherever economically possible.

Rockfill dams fall into an intermediate category in that they can be overtopped during construction up to some specified discharge per unit width, if they are provided with carefully designed and built temporary protection.

4. COUPURES SUR LIT NATUREL

Les coupures sur lit naturel peuvent constituer un problème difficile pour les cours d'eau dont le débit reste important même à l'étiage. La coupure est faite au début des travaux quand le barrage est construit en une phase et que la rivière est dérivée dans des galeries provisoires (ou parfois dans un canal) ; dans les vallées plus larges où le barrage est construit en deux phases la coupure est faite à la fin de la première phase, la rivière étant alors dérivée dans des ouvertures permanentes ou provisoires ménagées dans les ouvrages construits en première phase.

Bien que le coût direct de la coupure ne représente généralement qu'un faible pourcentage du coût total du barrage, elle doit être étudiée soigneusement car un accident ou un retard pourrait entraîner un retard coûteux et généralement important de l'ensemble de l'aménagement et parce que le projet de la dérivation provisoire prend en compte la dénivelée maximale choisie pour la coupure. Il est donc intéressant de définir avec sécurité et réalisme les conditions de coupure et d'estimer les coûts correspondants en fonction de la dénivelée maximale pour arriver à une optimisation globale de l'ensemble du projet (coupure, dérivation, programme général, etc...) ou pour donner plus de souplesse au programme de coupure en l'étendant au-delà de la période de basses eaux si cela s'avère intéressant.

Un assez grand nombre d'approches théoriques ont été faites pour l'étude des coupures et les essais sur modèles peuvent représenter assez bien les conditions hydrauliques (telles que niveaux d'eau et vitesses moyennes) mais ils semblent définir avec beaucoup moins de précision les dimensions et les caractéristiques des matériaux nécessaires. Il semble donc intéressant de comparer et de classer le grand nombre de coupures qui ont été réalisées dans le monde (se rapportant à la plupart des grands fleuves) en vue d'analyser les difficultés rencontrées et d'essayer de définir quelques règles simples susceptibles d'être utilisées comme guides pour l'étude préliminaire de futurs projets. Le tableau I montre l'évolution chronologique des méthodes de coupures et des dénivelées finales.

L'exposé qui suit ne concerne pas directement les ouvrages de dérivation (galeries ou canaux) mais il les prend indirectement en compte, puisque les niveaux d'eau, vitesses et chutes différentielles à tous les stades de la coupure sont évidemment fonction des caractéristiques des ouvrages de dérivation (pratiquement les relations qui donnent le débit dérivé en fonction des niveaux amont et aval peuvent être calculées puis vérifiées par des essais sur modèle ; comme le débit à travers la digue de coupure est relativement faible et n'est pas généralement pris en compte, le débit restant dans la partie du lit non coupée, ou déversant par-dessus la digue de coupure, peut être estimé à chaque étape de la coupure).

Sauf quelques cas spéciaux dont on parlera plus loin (coupure instantanée par sautage dans des vallées à flanc très raide ou par remblai hydraulique en plaines), la plupart des coupures importantes ont été réalisées par l'une des méthodes suivantes :

- Coupure verticale quand on construit la digue de coupure à l'avancement en partant d'une rive ou des deux jusqu'à ce que la brèche soit fermée.
- Coupure horizontale quand les matériaux sont mis en place simultanément sur toute la largeur à couper dans le lit de la rivière (ce qui nécessite géné-

4. RIVER CLOSURE

Closures on the natural river bed may encounter problems in rivers where the flow remains significant even during the dry season. This closure is made at the beginning of the works when the dam is built in one stage and the river diverted in temporary tunnels (or sometimes in canal) ; in wider valleys where the dam is built in two stages the closure is made at the end of the first stage and water is diverted in temporary or permanent openings left in the first stage structures.

Although the direct cost of closure is generally a small percentage of the total cost of the dam, it has to be studied carefully as a failure or delay may cause a serious and costly delay to the whole scheme and because the design of the temporary diversion relates to the maximum water head chosen for the closure. It is consequently of interest to define safe and realistic conditions for closures and to estimate the relevant costs according to maximum water head in order to reach an overall optimisation of the whole scheme (closure, diversion, programme, etc...) or to give more flexibility for programming closure beyond the low flow season if suitable.

A number of theoretical approaches have been made for closure analysis and model tests may represent hydraulic conditions quite well (such as water levels and average speeds) but they seem to define with much less precision the dimension and characteristics of required materials. It is consequently of interest to compare and classify the large number of actual closures effected around the world (including most of the largest rivers), to analyse the difficulties encountered and try to define some simple rules which may tentatively be used as a guide for a preliminary study of future schemes. Table I lists data on closure methods, and the associated maximum differential heads, in respect of a number of schemes.

The following studies do not refer directly to the diversion structures (tunnels or canals) but they take them into account indirectly as water levels, velocities and differential heads at all stages of closure are obviously bound up with the characteristics of the diversion structures (in practice the diverted flow may be derived from the downstream and upstream levels and then checked by model tests ; as the flow through the closure embankments is relatively small and is not generally taken into account, the remaining flow in the gap or over the closure embankment may be estimated for each stage).

Except for some special cases which will be considered later in this report (instantaneous closure by blasting in steep sided valleys and sand hydraulic filling in flat plains) nearly all important closures have been achieved by one of the following methods.

End dumping (or point tipping or vertical closure) method when advancing the embankment above water from one bank or from both until the gap is closed.

Frontal dumping (or horizontal tipping) method when materials are placed uniformly across the whole width of the gap in the river channel (generally requiring a special structure such a bridge or cable crane for transport of materials).

Tableau I. COUPURES SUR LIT NATUREL

(1) Date de la coupure	(2) Nom du barrage	(3) Nom du cours d'eau	(4) Débit durant la coupure (m ³ /s)	(5) Dénivelée finale maximale (m)	Type de coupure			(7) Matériaux utilisés (Observations)
					H : Coupe horizontale (à l'avancement)	S : Méthode spéciale	V	
1933	Lower-Svir	Svir	680-850	1,97	H			
1934	Bonneville	Columbia USA	-	2,4	H			
1939	Génissiat	Rhône France	400	4,3	H	S		Enrochement 5,5 - 27 t
1948	Davis	Colorado USA	710	-	H	S		Enrochement 30 - 400 kg - 500 tétraèdres acier 2,3 m de hauteur (poids 130 kg) ancrés par câbles - 2 batardeaux
1951	McNary	Columbia USA	4 310	> 5	H			Enrochement 1 t Utilisation de structures en acier
1952	Fort Randall	Missouri USA	795	1,0	H			2000 tétraèdres 11 t mis en place par blondin
1952	Donzère	Rhône France	1 200	0,80	H		V	Remblai hydraulique de calcaire Ø 75 mm
1953	Kamsk	Kama	1 100-1 400	1,35	H			0 - 50 kg
1954 1954	Chief Joseph Albert Falls	Columbia USA	280	1,7			V	Pierres : 40 cm cubes béton : 4,2 t
			1 000		H / S			Enrochement et grillage en acier

Année	Nom	Localité	Volume (m ³)	Profondeur (m)	Statut	Notes
1954 1954	Chief Joseph ALBERT FALLS	Columbia USA	280	1,55	V	Pierres : 40 cm - cubes béton : 4,2 t Blocs ancrés : 18 t
1954	Paulo Afonso	San Francisco	1 000	-	S	Enrochement et grillage en acier
1955	Kakhov	Brésil Dniepr	1 500-1 700	0,94	H	Calcaire = 10 cm Cubes : 2,4 t - Tétraèdres : 5 t
1955	Gorkov	Volga	1 200-1 300	0,88	H	Pierres : 25-40 cm - Béton armé Cubes béton : 2,5 et 5 t
1955	Volga (Lenin)	Volga	3 800	1,96	H	Pierres et tétraèdres - 10 t.
1956	Kayrak Kum	Syr-Darya	610-650	1,34	H	Rocher : 60 % - 10 cm 25 % - 30 cm Cubes béton - 2,5 t Tétraèdres 5 t
1956	Novosibirsk	Ob	1 180 1 520	1,73 2,16	H	Enrochement en vrac et blocs béton jusqu'à 10 t 165 m ³ /h
1956	Dalles	Columbia USA	1 000	3,0	V	Enrochement 4 - 5 t
1958	Volga (XXII Reun.)	Volga	4 500	2,0	H	Enrochement - Cubes béton : 1 t Tétraèdres 10 t - 1 200 m ³ /h
1958	San Mien	Yellow (China)	1 610 2 000	5,4	S	Pieux en béton d = 0,25 m ; 2 m d'espacement. Enrochement et tétraèdres 9 à 15 t
1958	Pavlovskaya	Ufa	145	1,05	V	Enrochement ; cubes béton : 3 t
1959	Bratsk (Phase 2)	Angara	3 200	2,96	H	Rocher sélect : 6 t Blocs : 25 t ; 800 m ³ /h
1960	Mamakan Maryn	Mamakan	156	1,63	V	Pierre : 20 - 60 cm Rochers : 1,5 - 6 t 130 m ³ /h
1961	Djatiluhur	Djitarum	300	5	V	Matériaux d'enrochement jusqu'à 10-20 t (andésite)

Date de la coupure	Nom du barrage	Nom du cours d'eau	Débit durant la coupure (m ³ /s)	Dénivelée finale maximale (m)	Type de coupure			Matériaux utilisés (Observations)
					H	S	V	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)			(7)
1961	Laxede	Lule (Suède)		> 3			V	Enrochement 10 t. (quelques blocs reliés par câbles)
1962	Roseires	Nil Bleu	1 220	3			V	
1963	Charmes	Rhône	2 800	1,20			V	Déchets de carrière 0 - 25 kg ensuite 20 - 70 kg
1964	Kievskaya	Dniepr	520	0,53			V	Grès : 20 - 30 cm Tétraèdres béton : 5 t
1964	Kainji (Phase 1)	Niger	600	5			V	Enrochement : 15 t
1966	Kainji (Phase 2)	Niger	500	5			V	Enrochement : 20 t
1966	Nurek	Vakhsh	2 790	5,45			V	Rocher : 12 - 14 t Assemblage de blocs 3 - 4 t Fermeture par abattage de 200 000 m ³ de roche
1966	Jupia	Paraña (Brésil)	4 000	2,27			V	Enrochement, ensuite blocs de 4-10 t jusqu'à 15 t
1967	Hantaïskaya	Hantal	515	5,15			V	Eléments d'acier jusqu'à 25 t 210 m ³ /h
1968	Keban	Euphrates	600	2,50			V	0,6 - 1,2 t. - Pertes : 15 %
1968	Wloclawek	Wisla (Pologne)	850	0,65			V	Enrochement, ensuite blocs 5-10 t. Matelas de fascines
1969	Ust-Ilim	Angara	3 000	3,82			V	Limon : 30 % - Grès et argilite : 70 % - Enrochements de 15 t liés par câbles 55 mm - 600-650 m ³ /h
1969	Portes de fer	Danube	6 700	3,70		H		Enrochement, ensuite blocs béton jusqu'à 25 t.

1969	Portes de fer	Danube	6 700	3,70	H	V	Enrochements de 15 t liés par câbles 25 mm - 600-650 m ³ /h Enrochement, ensuite blocs béton jusqu'à 25 t.
1970	Chocon	Limay	1 000	4		V	Enrochement : 15 t
1971	Cabora Bassa " (tests) " (tests)	Zambèze " "	1 600 2 000 2 000	7 9 9		V3 V3 V2	Tout-venant 0-400 kg (3 digues) Tout-venant, pertes 7% (3 digues) Tout-venant, pertes 20% (2 digues)
1971	Manicouagan	Manicouagan	280-560	3,70		V2	Tout-venant et enrochement jusqu'à 2 t
1972	Ilha Solteira (coupure finale)	Parana (Brésil)	4 230	1,90		V2	Enrochement - Coupure verticale utilisant deux batardeaux parallèles ; jusqu'à 3 t (dimension moyenne max : 500 kg ($\Delta h_1 = 1,20\text{ m} - \Delta h_2 = 0,70\text{ m}$) perte de chute sur les deux batardeaux
1974	Salto Grande (Phase 1)	Uruguay	6 000	5		V	Enrochement : 6 t
1976	Salto Grande (Phase 2)	Uruguay	3 500	-		V	Enrochement : 20 t
1977	Péage du Roussillon	Rhône	1 000	0,51		V	Gravier 0-10 cm ; pertes 20 %
1977	Péage du Roussillon (tests)	Rhône	2 000	0,85		V	Gravier 0-10 cm ; pertes : 40 %
1978	Tucurui (Phase 2)	Tocantins (Brésil)	3 800	1,40		V2	Coupure par deux batardeaux Coupure verticale ; enrochements jusqu'à 11 t
1978	Itaipu	Parana	8 100	3,86		V2	Deux digues ; jusqu'à 2 t
1979	Long Yang Xia	Yellow River	200-800			V2	Enrochement
1980	Sanshengong	Yellow River	500-1 350		H		Matelas de fascines Accès par bateau Enrochement
1981	Damua	Hunshui (Chine)	1 400	2,33		V	
1981	Gezhouba (final)	Yangtze (Chine)	4 400	3,23		V	Enrochement - Gabions, Tétraèdres béton jusqu'à 25 t

Table I. CLOSURES ON NATURAL BED

Date of closure	Scheme	River	Discharge during closure (m ³ /s)	Maximum differential head (m)	Type of closure			Material used (Observations)
					HT	SM	PT	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)			(7)
1933	Lower-Svir	Svir	680-850	1.97	HT			
1934	Bonneville	Columbia (USA)	-	2.4	HT			Rockfill 5,5 - 27 t
1939	Génissiat	Rhône (France)	400	4.3	HT	SM		Rockfill 30 - 400 kg (2 cofferdams) 500 steel tetrahedron 2.3 m high. 130 kg weight anchored by cables
1948	Davis	Colorado (USA)	710	-	HT	SM		Rockfill 1 t Use of steel structures
1951	Mc Nary	Columbia (USA)	4 310	> 5	HT			2 000 tetrahedron 11 t Cableway
1952	Fort Randall	Missouri (USA)	795	1.0	HT			Hydraulic fill 75 mm Ø Limestone
1952	Donzère	Rhône (France)	1 200	0.80			PT	0 - 50 kg
1953	Kamsk	Kama	1 100 - 1 400	1.35	HT			Stone : 40 cm ; cubes : 4.2 t
1954	Chief Joseph	Columbia	280	-			PT	Anchored 18 t stones
1954	Albeni Falls	Pend Oriele (USA)	475 ±	1.2			PT	Rockfill : 5 t (2 t average)
1954	Panlo Alfonso	San Francisco	1 000	-	HT / SM	SM		Placing rockfill in front of

1954	Chief Joseph	Columbia	280	-			PT	Anchored 18 t stones
1954	Albeni Falls	Pend Oriele (USA)	475	1.2		PT	Rockfill : 5 t (2 t average)	
1954	Paulo Alfonso	San Francisco (Brazil)	1 000	-	HT (2)	SM	Placing rockfill in front of steel mesh	
1955	Kakhov	Dniepr	1 500 - 1 700	0.94	HT		Quarry lime : 10 cm Cubes 2.4 tons - Tetraeds : 5 t	
1955	Gorkov	Volga	1 200 - 1 300	0.88	HT		Stones : 25 - 40 cm Reinf. Concr. cubes : 2.5 and 5 t	
1955	Volga (Lenin)	Volga	3 800	1.96	HT		Stone and tetraeds - 10 t	
1956	Kayrak Kum	Syr-Darya	610 - 650	1.34	HT		Rock : 60 % - 10 cm ; 25 % - 30 cm Concrete cubes - 2.5 t Tetraeds 5 t.	
1956	Novosibirsk	Ob	1 180 1 520	1.73 2.16	HT		P. Tipped rockfill and precast concrete blocks up to 10 t ; 165 m ³ /h	
1956	Dalles	Columbia (USA)	1 000	3.0		PT	Rockfill - 4 - 5 t	
1958	Volga (XXII Reun.)	Volga	4 500	2.0	HT		Rockfill - Concrete cubes : 1 t Tetraeds : 10 t - 1 200 m ³ /h	
1958	San Mien	Yellow (China)	1 610 2 000	5.4		PT	Concrete piles d = 0.25 m spaced 2.0 m. Rockfill and tetrahedrons 9 to 15 t	
1958	Pavlovskaya	Ufa	145	1.05		PT	Rockfill ; concrete cubes : 3 t	
1959	Bratsk (Phase 2)	Angara	3 200	2.96	HT		Select rock : 6 t Blocks : 25 t ; 800 m ³ /h	
1960	Mamakan Maryn	Mamakan	156	1.63		PT	Stone : 20-60 cm ; rocks : 1.5-6 t 130 m ³ /h	
1961	Djatiluhur	Djitarum	300	5		PT	Rockfill material up to 10-20 t (Andesite)	

Date of closure	Scheme	River	Discharge during closure (m ³ /s)	Maximum differential head (m)	Type of closure			
					HT	SM	PT	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)			
					HT : Horizontal tipping PT : Point tipping (and dumping) SM : Special method			
1961	Laxede	Lule (Suède)	> 3				PT	10 t. rockfill (some blocks linked by cables)
1962	Roseires	Blue Nile	1 220	3			PT	
1963	Charmes	Rhône	2 800	1.20			PT	Quarry spoil 0-25 kg - then 20-70 kg
1964	Kievskaya	Dniepr	520	0.53			PT	Sand stone : 20-30 cm Concrete tetraeds : 5 t
1964	Kainji (Phase 1)	Niger	600	5			PT	Rockfill : 15 t
1966	Kainji (Phase 2)	Niger	500	5			PT	Rockfill : 20 t
1966	Nurek	Vakhsh	2 790	5.45		SM	PT	Broken and oversize rock : 12-14 t. Strings of 3-4 rocks ; monolithic rock ; concrete ; abutment blast falling of 200 000 m ³ of rock
1966	Jupia	Paraná (Brazil)	4 000	2.27			PT	Rockfill then blocks of 4-10 t to 15 t
1967	Hantaikaya	Hantal	515	5.15			PT	Strings of steel elements up to 25 t ; 210 m ³ /h
1968	Keban	Euphrates	600	2.50			PT	0.6-1.2 t - 15 % losses
1968	Wloclawek	Wisla (Pologne)	850	0.65			PT	Rockfill then blocks 5-10 t Fascine mattress
1969	Ust-Ilim	Angara	3 000	3.82			PT	600-650 m ³ /h ; 30 % silt 70 % argillite and sandstone. Strings of rock up to 15 t
1969	Portes de Fer	Danube	6 700	3.70		HT		Rockfill then concrete blocks 25 t

1969	Portes de Fer	Danube	6 700	3.70	HT	Strings of rock up to 15 t on 25 mm cables Rockfill then concrete blocks 25 t
1970	Chocon	Limay	1 000	4		PT Rockfill : 15 t
1971	Cabora Bassa	Zambeze	1 600	7		PT3 Quarry run 0-400 kg - 3 digues
1971	" (tests)	"	2 000	9		PT3 Quarry run 7 % losses - 3 digues
1971	" (tests)	"	2 000	9		PT2 Quarry run 20 % losses - 2 digues
1971	Manicouagan	Manicouagan	280 - 560	3.70		PT2 Quarry run and rockfill up to 2 t
1972	Ilha Solteira (final closure)	Parana (Brazil)	4 230	1.90		PT2 Rockfill. Final closure using two parallel cofferdams ; end-dumping rockfill up to 3 tons (max. average size 500kg) ($\Delta h_1 = 1.20$ m - $\Delta h_2 = 0.70$ m loss of head over 2 cofferdams)
1974	Salto Grande (1st stage)	Uruguay	6 000	5		PT Rockfill : 6 t
1976	Salto Grande (2nd stage)	Uruguay	3 500	-		PT Rockfill : 20 t
1977	Péage du Roussillon	Rhône	1 000	0.51		PT Gravel 0-10 cm ; 20 % losses
1977	" (tests)	Rhône	2 000	0.85		PT Gravel 0-10 cm ; 40 % losses
1978	Tucuruí (Phase 2)	Tocantins (Brazil)	3 800	1.40		PT2 Closure by two cofferdams end-dumping ; Rock up to 11 t
1978	Itaipu	Parana	8 100	3.86		PT2 Two rockfill dykes up to 2 t
1979	Long Yang Xia Sanshengong	Yellow River Yellow River	200 - 800 500 - 1 350		HT	PT2 Rockfill Fascine bundles Access by boat
1980	Damua	Hunshui (China)	1 400	2.33		PT Rockfill
1981	Gezhouba (final)	Yangtze	4 400	3.23		PT Rockfill - Gabions Concrete tetrahedrons up to 25 t

ralement des ouvrages spéciaux tels que ponts ou blondins pour le transport des matériaux.

Avant 1950, la plupart des coupures ont été des coupures horizontales (cette méthode était probablement mieux adaptée au matériel existant et spécialement au transport par rail sur un pont). De 1950 à 1960, les deux méthodes ont été utilisées ; les coupures verticales se sont imposées grâce à l'utilisation accrue de tombereaux (dumpers) à déchargement arrière et de puissants boteurs, et à partir de 1960, les coupures ont presque toujours été réalisées par cette méthode. Pour les deux méthodes, la dénivelée finale maximale pour une seule digue de coupure semble avoir été presque toujours inférieure à environ 5 m dans le cas de débits importants. Depuis 1970, pour un certain nombre de coupures verticales importantes (Zambèze, Tocantins, Parafña, Fleuve Jaune, Manicouagan...) où la dénivelée finale totale était largement supérieure à 3 m, celle-ci a été répartie sur deux ou trois digues de coupure (chaque dénivelée étant ainsi limitée à environ 3 m) et la dénivelée totale a pu atteindre 5 à 9 m.

Comme les problèmes posés, les méthodes de construction et l'étude théorique sont très différents pour les deux solutions, celles-ci seront étudiées successivement étant entendu que les études citées ci-après correspondent à des débits importants (supérieurs à 100 m³/s) ; les faibles débits permettent d'adopter des solutions différentes ou d'accepter des dénivelées plus fortes.

4.1 COUPURES VERTICALES

4.1.1 METHODES ET MATERIAUX

La solution habituelle consiste à construire une digue assez large pour permettre un accès facile aux "dumpers" (c'est-à-dire une largeur d'environ 15 m), la crête de la digue étant au moins à 1 m au-dessus du niveau amont final. La largeur de l'accès peut être réduite pour les coupures de faible longueur.

La vitesse de réalisation de la coupure est fonction des possibilités du matériel de transport et des conditions d'accès et peut atteindre 1000 t de matériaux par heure.

Pour le tout-venant de carrière ou l'enrochement tout-venant, les pertes peuvent être réduites en mettant en place par boteurs de très grandes quantités au même instant plutôt que de faire déverser successivement des camions basculants.

Pour l'achèvement de coupures sous forte dénivelée, l'utilisation de très gros blocs reliés par un câble (l'un deux étant posé à l'amont en eau calme) peut rendre de grands services dans cette phase particulièrement difficile.

Le matériau le plus souvent utilisé pour les coupures est un matériau de carrière qui est généralement du tout-venant comprenant toutes les tailles jusqu'à 500 kg ou 1 tonne, ou de l'enrochement sélectionné comportant seulement des gros éléments pesant généralement de 1 à 5 tonnes. Certaines carrières sont incapables de fournir de gros matériaux alors que d'autres peuvent fournir un pourcentage substantiel de très gros éléments (jusqu'à 15 ou 20 tonnes). L'étude des carrières disponibles est un élément essentiel de l'étude de la coupure. L'enrochement sélectionné peut être défini par le poids (ou le diamètre de la sphère équivalente) de l'élément correspondant à la moitié de la quantité totale (D50). L'enrochement tout-venant pourrait, par contre, être mieux défini par le D50 de la partie de son squelette qui peut conventionnellement correspondre au D75 du tout-venant. Des matériaux plus fins tels que le gravier ou le matériau de découverte de carrière peuvent être utilisés pour des coupures sous faible dénivelée ou la première phase des coupures importantes.

Un autre matériau utilisé pour les coupures importantes est le béton sous forme de cubes ou d'éléments de forme plus compliquée (tétraèdres...). Le poids unitaire est généralement compris entre 5 et 30 tonnes pour des raisons d'ordre pratique.

Before 1950 most closures were effected by the frontal dumping method (which was probably more suited to existing equipment and specially to rail transport over a bridge). From 1950 to 1960 both methods have been used ; in the end dumping method progress has been helped by the development of rear dumpers and powerful bulldozers and from 1960 closures have been nearly always effected by this method. For both solutions the maximum final water head for a single embankment seems to have been nearly always under about 5 m in the case of large flows. Since 1970 for a number of large end dumping closures (Zambezi, Tocantins, Parana, Yellow River, Manicouagan,...) where the final total water head was above 3 m, this head has been divided into two or even three embankments (each being limited to about 3 m) the total differential head reaching 5 to 9 m.

As problems, construction methods and theoretical analysis are very different for the two solutions, they will be studied separately. The following studies refer to medium or large flows ($> 100 \text{ m}^3/\text{s}$) lower flows allowing easier solutions or higher heads.

4.1 END DUMPING METHOD

4.1.1 METHODS AND MATERIALS

The usual solution is the construction of one embankment wide enough for easy access of large rear dumpers (i.e. generally about 15 m wide) and the top of which is at least one metre above the final upstream water level. The width of access may be reduced for short gaps.

Speed of closure depends on the capacity of transport equipment and access facilities and may reach 1 000 tons of materials per hour.

For quarry run or rockfill, losses may be reduced by bulldozing very large quantities at the same time instead of dumping truck loads separately.

For completion of high closures, the linking by a cable some very large blocks (one of which is pushed upstream into calmer water) may greatly help in the most difficult phase.

The most used material for closures is quarry material which is often used either as quarry run including all elements up to 500 kg or 1 ton or as selected rockfill including only large elements which are usually between 1 and 5 tons. Some quarries are unable to supply large materials while some may supply a substantial percentage of very wide blocks (up to 15 or 20 tons). Study of available quarries is essential for defining closure solutions. Selected rockfill can be defined by the weight (or diameter of equivalent sphere) of the element corresponding to half of the total quantity (D50). Quarry run could be better defined by the D50 of its skeleton part which usually corresponds to D75 of the quarry run. Finer materials, such as gravel or quarry overburden, may be used for low closures or the first phase of high closures.

The other material which is used for important closures is concrete either as cubes or as more complicated structures (tetrahedrons...). The unit weight is generally between 5 and 30 tons for practical reasons.

Quand on compare l'utilisation de ces différents matériaux, plusieurs points méritent d'être soulignés :

- La densité S est importante car, pour des conditions hydrauliques données, le produit $D(S - 1)$ est constant (D étant le diamètre des matériaux), ce qui signifie par exemple que le poids unitaire des blocs de craie ($S = 2,1$) doit être trois fois plus élevé que le poids unitaire des blocs de basalte ($S = 2,9$) ou que le poids d'un bloc de béton ($S = 2,4$) doit être 60 % plus grand que le poids d'un bloc de granite ($S = 2,7$),

- La forme des matériaux doit intervenir mais les avantages correspondants peuvent être différents en fonction des conditions hydrauliques (les formes cubiques sont peut-être meilleures dans les écoulements turbulents ou hypercritiques, et les formes du type gravier dans d'autres conditions),

- Le coût des matériaux de carrière est minimal pour le tout-venant de carrière et peut être nul si le matériau provient des fouilles à effectuer pour les ouvrages futurs.

Le coût est beaucoup plus élevé pour de l'enrochement sélectionné de grande taille, en particulier si celui-ci représente un pourcentage important des matériaux de carrière nécessaires. Mais si le poids unitaire et les quantités d'enrochement sélectionné ne sont pas trop importants, cet enrochement sélectionné peut être obtenu économiquement en triant les plus gros matériaux lors du chargement du tout-venant,

- Le coût du mètre cube de béton varie très peu lorsque le poids unitaire reste dans certaines limites (par exemple entre 5 et 30 tonnes) et lorsque la forme des éléments en béton n'est pas trop compliquée. Cette remarque explique qu'on utilise parfois des blocs de béton plus gros que ce qui est strictement nécessaire ; une telle solution présente en effet une plus grande sécurité et peut s'avérer plus économique en raison du fait que l'utilisation de gros blocs conduit à réduire le profil de la digue et par conséquent la quantité de matériaux nécessaires.

- Il y a généralement un très grand écart de prix par mètre cube de digue suivant le matériau utilisé. On peut donner les rapports suivants pour le prix du mètre cube de digue, ce qui explique les choix adoptés :

- Gravier ou découverte de carrière (1 à 20 kg) :	1
- Tout-venant de carrière (500 kg) :	2
- Enrochement sélectionné (de 1 à 10 tonnes) :	5 à 10
- Blocs de béton (5 à 30 tonnes) :	20 à 50

Ceci explique que les coupures faites avec du gravier ou du tout-venant de carrière sont souvent prévues avec d'importantes pertes de matériaux alors que les coupures avec blocs de béton sont généralement projetées avec un profil minimal de digue.

4.1.2 OBSERVATIONS RELATIVES A DES COUPURES EXECUTEES

Des études théoriques relient le diamètre des matériaux D , leur densité S , et la vitesse d'entraînement V par une formule de la forme $D(S - 1) = K V^2$ mais D est défini de manière conventionnelle pour les matériaux de carrière, K varie suivant la forme des matériaux et la pente du remblai et la vitesse au contact du matériau peut être très différente de la vitesse moyenne, d'où une grande imprécision sur le poids théorique des matériaux nécessaires et l'intérêt de l'étude des coupures réalisées.

Une comparaison rapide entre les différentes coupures réalisées fait ressortir de grandes différences entre les solutions retenues et les matériaux utilisés. En fait, la plupart de ces différences résultent de la présentation des résultats

When comparing the use of different materials for closure, several points should be emphasised :

- Density, S, is important because, for any given hydraulic conditions, the product D (diameter of material) x (S-1) is constant which means for instance that the required unit weight of chalk material (S = 2,1) is more than 3 times the required unit weight of basalt (S = 2,9) or that a concrete block (S = 2,4) needs to be 60 per cent heavier than a granite block (S = 2,7).

- The shape of materials may be important but the advantages may vary according to hydraulic conditions (cubic shapes are possibly better in turbulent or super critical flows and gravel shapes in other conditions).

- The cost of quarry materials is low for quarry run material and may even be nil if coming from the excavations necessary for the permanent works.

The cost is much higher for large selected rockfill and especially if this represents a high percentage of the total required quarry materials. But if the unit weight and quantity of selected rockfill are not too high it may be obtained economically by selecting the largest materials when loading quarry run.

- The cost of concrete per cubic metre is constant when the unit weight remains within certain limits (for instance between 5 and 30 tons) and when the shape is not too complex. This may explain why concrete blocks which are larger than strictly necessary are sometimes used ; it is safer and possibly cheaper (by reducing the cross section of the embankment and consequently the total quantity).

- There is usually a very large difference in cost per cubic metre of embankment according to the material. Tentative comparative costs / m³ of embankment may explain actual choices :

- Gravel or quarry overburden (1 to 20 kg) : 1
- Quarry run (500 kg) : 2
- Selected rockfill (1 to 10 t) : 5 to 10
- Concrete block (5 to 30 t) : 20 to 50

This may explain why closures made with gravel or quarry run are often designed to allow for large losses of materials whereas concrete block closures are usually designed with minimum cross section.

4.1.2 OBSERVATIONS ABOUT ACTUAL CLOSURES

Theoretical stability of materials is sometimes defined by $D(S - 1) = K V^2$ but diameter D of quarry materials is conventional, K varies according to shape of materials and slope of dikes, and the velocity V of water in contact with closure materials may be very different from the average velocity. The theoretical weight of the necessary materials is consequently imprecise and study of actual projects is of great interest.

A simplified comparison between actual closures may appear to show large discrepancies between the solutions and also with regard to the materials used in the different cases. However, most of these discrepancies are due to different presentation of results and closure characteristics or are due to the following reasons :

et des caractéristiques de la coupure ou des considérations suivantes :

- Certains projets de coupure sont conçus en acceptant de grandes pertes de matériaux,
- D'un projet à l'autre, la définition des caractéristiques des matériaux peut être différente (dimensions du tout-venant...),
- Pour des raisons d'économie ou de sécurité, ou parce que les enrochements de gros calibre sont facilement disponibles, des matériaux d'une taille supérieure à celle strictement nécessaire peuvent quelquefois être utilisés (souvent parce que le débit et la dénivelée au moment de la coupure sont moins importants que les maxima prévus dans l'étude),
- Il est fait souvent référence à la dénivelée finale qui peut être beaucoup plus importante, notamment pour les coupures de faible débit, que la dénivelée qui prévaut au moment le plus difficile de la coupure,
- Il est fait également référence à la vitesse moyenne de l'eau dans la zone de coupure alors que la vitesse V à prendre en compte est celle au contact des matériaux (comme le poids unitaire du matériau est proportionnel à V^6 , ce point est probablement essentiel).

Il y a généralement deux phases de coupures qui sont très différentes :

Pendant la première phase, si le tirant d'eau est élevé comparativement à la dénivelée, l'écoulement est loin d'être critique, la vitesse au contact des matériaux est souvent plus faible que la vitesse moyenne dans la zone de coupure et, pour des densités usuelles et des digues normales, le diamètre nécessaire des matériaux est en gros égal au tiers de la dénivelée. Ce rapport peut être réduit à environ 0,25 si on accepte des pertes de matériaux ou pour de faibles dénivelées (des références détaillées sont données dans le rapport français, annexe 6).

Il semble que pour ces conditions, les matériaux comportant une bonne proportion de fines ou d'éléments moyens soient aussi convenables que des matériaux comportant seulement des gros éléments (tous de même taille). Il semble aussi que la forme du matériau tel que le gravier soit aussi convenable que celle du tout-venant de carrière et meilleure que celle des matériaux de forme cubique.

Ces conditions favorables sont modifiées si le rapport du tirant d'eau à la dénivelée devient très faible (l'écoulement devient critique ou hypercritique). Ceci est logique puisque la vitesse de l'eau au contact des matériaux peut devenir localement supérieure à la vitesse moyenne dans la zone de coupure. Une augmentation de la vitesse de l'eau au contact des matériaux, passant de 80 % de la vitesse moyenne (en eau profonde) à 120 % de la vitesse moyenne quand l'écoulement devient turbulent ou hypercritique, nécessite en théorie un poids unitaire du matériau $\left[\frac{120}{80} \right]^6$, c'est-à-dire dix fois plus élevé.

Il en résulte un changement complet des conditions ; il serait intéressant d'étudier, à partir des rapports détaillés de coupures ou d'essais sur modèle, pour quel rapport : profondeur d'eau/dénivelée, ce changement des conditions hydrauliques apparaît ; c'est probablement quand la profondeur d'eau à l'aval correspond environ à deux ou trois fois la dénivelée.

Ces conditions plus difficiles se manifestent en général seulement pendant la dernière phase de la coupure et on y reviendra plus loin ; elles peuvent apparaître aussi parfois beaucoup plus tôt, ce qui fût par exemple le cas pour la coupure du barrage de Jupia où des difficultés se présentèrent lorsque, pour une dénivelée de 1,50 m, la profondeur d'eau s'abaissa au-dessous de 5 m ; le poids unitaire des blocs nécessaires passa de 500 kg à plus de 10 tonnes pour une faible augmentation de la dénivelée et de l'énergie par mètre mais pour une forte diminution du rapport de la profondeur d'eau à la dénivelée. Les essais sur modèle de la coupure du Paraña à Itaipu ont confirmé l'influence défavorable de faibles profondeurs.

- Some designs of closures have accepted great losses of materials.
- Definition of materials characteristics may be different (quarry run dimensions, etc).
- For economic or safety reasons or because large materials are readily available, materials bigger than strictly necessary may sometimes be used (often because the flow and water head at the time of closure are less than the maximum foreseen in the design).
- Reference is often made to the final differential head of water which may be much higher (specially for low flow closures) than the head prevailing at the most difficult time of the closure.
- Reference is also made to average water speed in the closure gap when the speed to be considered is the water speed V close to the materials (as the material unit weight is proportional to V^6 , this point is probably vital).

There are generally two phases of the closure which are very different :

During the first phase, if the water depth is large in comparison to the water head, the flow is far from being critical, the velocity close to the materials is often lower than the average velocity in the gap and for usual densities and embankment widths the required diameter, D , of the material is roughly equal to one third of the water head. This ratio may be reduced to about 0.25 if less of materials is acceptable or for low differential heads (detailed references are given in French report, App. 6).

It seems that for these conditions, materials including a fair proportion of fine or medium sizes are as satisfactory as materials that include only large elements (all of the same size). It would also appear that the shape of material such as gravel may be as satisfactory as a quarry run shape and better than materials of cubic shape.

These favourable conditions change if the ratio water depth/water head is too low (the flow becoming critical or super critical). This is logical as the water velocity adjacent to the materials may become locally higher than the average velocity in the closure gap. An increase of water velocity adjacent to the materials from 80 per cent of average velocity (deep water) to 120 per cent of average velocity when flow becomes turbulent or super critical requires, in theory, a unit weight $\left[\frac{120}{80} \right]^6$ i.e 10 times greater.

Effectively this would completely change the conditions : it would be of interest to analyse from detailed reports of closures or from model tests, the water depth/water head ratio at which this change of hydraulic conditions appears ; it is probably when downstream depth is about two to three times the water head.

These more difficult conditions usually appear only during the last stage of the closure but may appear in some cases much sooner which was, for example, the case at the Jupia closure where with a 1.5 m differential head, the water depth fell to less than 5 m and created difficulties ; the required size of blocks increased from 500 kg to over 10 t for a small increase in head and of the energy/meter but with a ratio of water depth/water head decreasing substantially. This effect in shallow water has been confirmed by the Itaipu model tests.

Dans de telles circonstances, la situation peut être rendue encore plus difficile si le lit rocheux du cours d'eau est lisse ce qui favorise le glissement des blocs.

Dernière phase de la coupure

Les conditions critiques ne peuvent pas être évitées à la fin de la coupure, en général lorsque les pieds des digues sont prêts de se rejoindre. A partir de ce moment, il est possible, soit de conserver le même profil transversal en utilisant davantage de matériaux de plus gros calibre, soit d'accepter de plus grandes pertes en continuant d'utiliser de petits matériaux.

Si on peut accepter aucune perte ou seulement une faible perte de matériaux, le diamètre nécessaire des blocs est important et semble être de l'ordre de 80 % de la dénivelée pour le béton (c'est-à-dire environ 40 tonnes pour 4 m). Non seulement le poids unitaire des matériaux est multiplié par huit quand la dénivelée est doublée, mais le volume des matériaux soumis aux conditions critiques est aussi multiplié par huit, ce qui explique que les difficultés pour une coupure de 4 m de dénivelée sont considérablement plus grandes que celles que l'on rencontre pour une coupure de 2 m. Pour une coupure de faible dénivelée (1,5 à 2 m), une économie de matériaux de gros calibre peut être obtenue à la fin de l'opération si la quantité requise de matériaux (qui peut être limitée à quelques centaines de mètres cubes) est mise en place par buteurs en quelques minutes, car l'énergie nécessaire pour déplacer les blocs le long de la coupure pendant ce temps représente une fraction importante de l'énergie hydraulique disponible. Ceci n'est pas possible pour les coupures à forte dénivelée pour lesquelles le volume de matériaux nécessaire est de l'ordre de quelques milliers de mètres cubes.

Pendant cette dernière phase de la coupure ou lorsque les conditions hydrauliques critiques surviennent pendant la première phase, le comportement des matériaux peut être le même que pour les matériaux utilisés dans la protection des ouvrages à la mer et des conclusions identiques peuvent être déduites de la comparaison des formes des matériaux. Il semble ainsi préférable que les matériaux de coupure comportent seulement des blocs de gros calibre si les pertes doivent être évitées et par exemple que les petits enrochements soient éliminés des matériaux extraits de la carrière.

La dimension nécessaire des blocs devient beaucoup plus faible si on peut accepter des pertes et si la pente i du talus aval du remblai immergé est réduite en conséquence. D'après la théorie des remblais immergés et compte-tenu de ce qui a pu être observé lors de la réalisation de certaines coupures, le diamètre des matériaux pour un débit donné par mètre linéaire est en gros proportionnel à $i^{2/3}$; si on accepte une perte importante de matériaux et si la profondeur est suffisante, le diamètre des blocs peut être divisé par deux et leur poids unitaire environ par huit. La rivière transporte en aval une partie des matériaux qui constitue progressivement un déversoir naturel dont la forme et les dimensions dépendent de la dénivelée, des dimensions des matériaux et de la profondeur. La perte correspondante de matériaux représente généralement une ou deux fois la section minimale de la digue dans la zone de la phase finale de la coupure. Si la profondeur est faible au-dessus du rocher dans la zone de coupure, le recours à de très gros matériaux est probablement difficile à éviter.

Conclusions

De l'analyse d'un certain nombre de coupures, le poids des matériaux nécessaires dans différentes conditions semble être très approximativement celui figurant dans les tableaux II et III ci-après, compte tenu de la dénivelée existante pendant chaque phase d'une coupure verticale.

Ces deux tableaux motivent, en outre, les remarques suivantes :

In such circumstances the situation may be made more difficult if the bed rock is flat and the blocks can slide easily.

In the last stage of closure critical conditions cannot be avoided, usually from the time when the toes of the advancing embankments are near to joining. Then it is possible either to maintain the same cross section using much larger materials or to accept large losses and keep using fairly small materials.

If no loss or only a small loss is acceptable, the required diameter of materials is important and seems to be in the range of 80 per cent of the prevailing water head for concrete (i.e. about 40 tons for 4 m). Not only is the unit weight of materials multiplied by 8 when the water head is doubled but the volume of materials submitted to critical conditions is also multiplied by 8 ; this explains why a 4 m closure is extremely difficult in comparison to a 2 m closure. For a small closure (such as 1.5 or 2 m) economy of large materials may be obtained at the end if the necessary quantity of closing materials (which may be limited to some hundreds of m³) is placed by bulldozers in a few minutes, as the energy needed to move blocks along the closure during this time is a large part of the water energy available. High head closures are impractical, since the required volume is some thousands of m³.

During this last stage or when critical hydraulic conditions occur during the first stage of the closure, the behaviour of materials may be similar to that of materials used in the protection of breakwaters and similar conclusions could be reached in comparing the shapes of materials. It seems that at this time it may be better for closure materials to include only large sizes if losses are to be avoided and that small sizes should be excluded from quarry materials.

The required dimension of blocks may be much smaller if losses are accepted and the downstream slope i of the drowned embankment consequently reduced. According to the theory of drowned embankments and to observed closures, the diameter of materials for a given flow/m is roughly proportional to $i^{2/3}$; if a large loss of material is acceptable and if the water is rather deep, the block size may be reduced by a factor of 2 and the unit weight by about 8. The river redistributes part of the material to form a natural spillway adapted to the water head, size of the materials dimensions and water depth. The corresponding loss of materials is usually 1 or 2 times the minimum embankment section in the area of the final stage of the closure. However if the water in the closure area is shallow it is difficult to avoid the need for rather large materials.

Conclusions

To summarize the analysis of a number of closures, the weight of materials needed for different conditions seems to be, very approximatively, those of tables II and III hereafter, which relate to the water head prevailing during each stage of the end dumping closure.

The following comments relate to these two tables:

Tableau II.
POIDS UNITAIRE DES MATERIAUX NECESSAIRES
POUR UNE COUPURE VERTICALE (densité 2,4)

Dénivelée pendant chaque phase de la coupure m	Première phase		Dernière phase	
	Conditions en eaux profondes (supérieure à 3 fois la dénivelée)	Eaux peu profondes (moins de 2 fois la dénivelée)	Grosse perte de matériaux admise et eaux profondes	Pas de perte de matériaux admise
0,50	2 à 10 kg		10 kg	100 kg
1	60 kg	0,5 à 1 t	120 kg	0,5 à 1 t
2	500 kg	5 à 10 t	1 t	5 à 10 t
3	2 t		4 t	20 t
4			8 t	50 t

Si les blocs supérieurs à 5 tonnes sont en béton (densité 2,4) et au-dessous de 5 tonnes des enrochements de carrière de plus forte densité (2,7), les poids unitaires de ces matériaux peuvent être réduits de un tiers conformément au tableau ci-dessous.

Les poids unitaires indiqués dans ces deux tableaux correspondent à l'élément D50 tel que défini au § 4.1.1. Si le remblai comporte une part de matériaux très fins, ceux-ci risquent d'être entraînés.

Tableau III.
POIDS UNITAIRE DES MATERIAUX NECESSAIRES
POUR UNE COUPURE VERTICALE (densités 2,4 et 2,7)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Dénivelée pendant chaque phase de la coupure m	Première phase		Dernière phase	
	Conditions en eaux profondes (supérieure à 3 fois la dénivelée)	Eaux peu profondes (moins de 2 fois la dénivelée)	Grosse perte de matériaux admise et eaux profondes	Pas de perte de matériaux admise
0,50	1 à 5 kg	-	3 à 10 kg	70 kg
1	40 kg	0,3 à 0,7 t	80 kg	0,5 t
2	350 kg	5 à 10 t	700 kg	4 t
3	1,5 t	-	3 t	20 t
4	-	béton	8 t béton	50 t

Table II
Unit weight of materials for an end dumping method
(density 2.4)

Prevailing water head m	First stage		Last stage	
	Deep water conditions (over 3 times the water head)	Shallow water (less than twice the water head)	Large loss of material accepted and fairly deep water	No loss of material accepted
0.50	2-10 kg		10 kg	100 kg
1	60 kg	0.5 - 1 t	120 kg	0.5 - 1 t
2	500 kg	5 - 10t	1 t	5 - 10 t
3	2 t		4 t	20 t
4			8 t	50 t

If concrete (density 2.4) is used for blocks over 5 tons and below 5 tons quarry material of higher density (2.7) is used, then the unit weights may be reduced in accordance with the figures given in the following table.

The weight indicated in these two tables refer to the D50 size as referred to in § 4.1.1 being understood that a part of materials, if any, much smaller than D50 may be washed out.

Table III
Unit weight of materials for an end dumping method
(density 2.4 and 2.7)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Prevailing water head m	First stage		Last stage	
	Deep water conditions (over 3 times the water head)	Shallow water (less than twice the water head)	Large loss of material accepted and fairly deep water	No loss of material accepted
0.50	1 - 5 kg	-	3 - 10 kg	70 kg
1	40 kg	0.3 - 0.7t	80 kg	0.5 t
2	350 kg	5 - 10 t	700 kg	4 t
3	1.5 t	-	3 t	20 t
4	-	Concrete	8 t Concrete	50 t

} concrete

- La dimension des matériaux mis en place dépend de la dénivelée instantanée et non de la dénivelée finale. La dimension de tous les matériaux à utiliser est donc inférieure à la dimension correspondant à la dénivelée finale.

- Une perte de matériaux étant admise sans inconvénient pour les enrochements de carrière, les chiffres de la colonne (4) peuvent être utilisés pour une dénivelée de 3 m où le béton n'est pas nécessaire. Pour une hauteur de chute plus grande, le béton est généralement nécessaire et le coût peut être moins élevé si l'on évite les pertes et si, en conséquence, on utilise les chiffres de la colonne (5).

La dénivelée au moment le plus critique de la dernière phase de la coupure est généralement environ 10 % plus faible que la dénivelée finale. Toutefois, pour les coupures dont les dénivelées sont les plus grandes, le débit traversant la brèche au moment critique est assez important et si le débit total du cours d'eau n'est pas très élevé, la dénivelée au moment le plus critique de la coupure peut ne représenter que 70 % ou 80 % de la dénivelée finale et le poids unitaire des blocs nécessaires peut être sensiblement plus faible (de l'ordre de 50 %) pour la même dénivelée finale.

Si le rocher en place dans le lit du cours d'eau est recouvert d'une importante couche de matériaux fins et de petites dimensions, il peut être nécessaire de le protéger localement avant la coupure contre toute érosion trop importante. Les dimensions des matériaux de protection nécessaires sont du même ordre que les dimensions des matériaux de coupure les recouvrant, plutôt plus faibles (par exemple 50 % de leur poids unitaire) car ces matériaux ne constituent pas un talus incliné. Si l'épaisseur des matériaux fins n'est pas très importante, il est préférable de les laisser éroder par le cours d'eau pendant l'opération de coupure.

D'après les chiffres indiqués ci-dessus, il semble que, à condition que la rivière soit assez profonde et que des enrochements de carrière de 1 à 5 tonnes soient disponibles, il soit facile et économique de couper les rivières avec ce genre de matériaux jusqu'à des dénivelées finales atteignant 3 m, en admettant des pertes de matériaux en fin de coupure. Au-delà de 3 m et spécialement pour des cours d'eau à fort débit et à moins de carrières très favorables, des blocs de béton sont généralement nécessaires et, pour des raisons économiques, il est préférable d'utiliser des blocs aussi gros que possible (par exemple de l'ordre de 20 à 30 tonnes) afin de limiter les pertes importantes ; tout ceci peut expliquer que, pour les coupures de 4 m, des blocs de béton allant jusqu'à 30 tonnes sont utilisés, alors que les coupures de 2 m peuvent être réalisées avec des enrochements de carrière d'un poids unitaire inférieur à 1 tonne.

Cette comparaison explique la tendance constatée depuis dix ans à diviser souvent en deux ou trois digues les coupures de grande dénivelée finale.

4.1.3 COUPURES MULTIPLES

En général, l'utilisation de deux digues divise presque par deux la dénivelée de chaque digue. Toutefois, les calculs font ressortir que lorsque le débit total de la rivière n'est pas très élevé, la dénivelée réduite sur chaque digue au moment le plus critique de la coupure peut être de l'ordre de 60 % de la dénivelée au moment le plus critique de la coupure par une seule digue. De toute façon, une coupure double est beaucoup plus facile qu'une coupure simple et présente également l'avantage d'éviter en eaux peu profondes des conditions hydrauliques critiques avant la phase finale de la coupure.

Si la coupure multiple présente peu d'intérêt lorsque la dénivelée totale est inférieure à 2 ou 3 m, elle semble généralement très intéressante pour les fortes dénivelées tant pour des raisons de sécurité que de coût. Les accès peuvent être plus difficiles mais en cas d'accès difficiles ou de très longues digues, il est possible de ne diviser celles-ci que pour la dernière phase de la coupure.

- The size of materials used depends on the instantaneous head of water and not on the final head. The size of all materials to be used is therefore less than the size corresponding to the final head of water.
- As loss of material is readily accepted for quarry materials, the figures of column (4) can be used up to a water head of 3 m where concrete is not needed. For higher heads, concrete is generally necessary, and it may be cheaper to avoid material losses and consequently to use column (5) figures.

The head of water prevailing at the most difficult time of the last stage is usually about 10 per cent less than the final head. However, for the highest head closures the velocity of water in the gap at the difficult period is significant and if the total river flow is not very great the prevailing head of water at the critical period may be only 70 or 80 per cent of the final head and the required unit weight may be substantially lower (in the range of 50 per cent for the same final head).

If natural rock in the river bed is covered by a large layer of soft or small sized material, it may be necessary before the closure to protect it locally against unacceptable erosion. The dimensions of necessary protection are of the same order as the closure materials but can probably be of lesser size (for instance 50 per cent of the closure material unit weight) as they are not in a slope. If the thickness of soft materials is not very great, it is preferable to have them washed away by the river as closure proceeds.

From the above figures, it appears that providing the river is deep enough and cheap quarry materials are available up to 1 to 5 t, it is easy and economical to close rivers with such materials up to final water heads of 3 m accepting loss of material at the end of the closure. Beyond 3 m and especially for rivers with a large flow, concrete blocks are usually needed (except when quarry material is very readily available) and for economic reasons it is better to use blocks as big as practical (i.e. in the range of 20 to 30 tons) to limit expensive losses. This may explain why closures with 4 m head may require concrete blocks up to 30 tons, whereas closures with for 2 m head may be achieved using quarry materials under 1 ton.

This comparison explains the tendency during the past 10 years or so for closures of high total final water head to be divided into 2 or 3 embankments.

4.1.3 MULTIPLE CLOSURES

Using two embankments the head of water is nearly always divided by 2 for each embankment. However, calculations show that when total river flow is not very high the reduced head of water at the critical time may, for each embankment, be in the range of 60 per cent of the head at the critical time for a single embankment. Anyway, a double closure is much easier to construct than a single one and also has the advantage that, in shallow water, critical hydraulic conditions are avoided before the final stage.

Whereas a multiple closure is of little advantage when the total head is under 2 or 3 m., it seems generally attractive for higher heads both for safety and for cost reasons. Access may be more difficult but, where there is difficult access or very long embankments, it is possible for the embankment to be split for the last stage of the closure only.

La distance entre les digues doit être telle qu'elle puisse provoquer une importante réduction de la vitesse de l'eau dans le lac entre les digues. Il semble que, dans la plupart des cas, une distance de 100 m soit suffisante mais, dans certaines circonstances (fortes dénivelées et/ou débits spécifiques élevés), les essais sur modèle ont montré la nécessité de distances nettement plus élevées. Cette distance peut être plus faible si les deux digues ne sont pas entreprises depuis la même rive.

4.2 COUPURES HORIZONTALES

4.2.1 METHODES ET MATERIAUX

La coupure est réalisée en élevant la digue de façon uniforme en travers du cours d'eau. Un des avantages important de cette solution est qu'elle permet d'éviter généralement une protection préalable du lit de la rivière, celui-ci étant protégé directement par les matériaux de coupure.

Afin de placer les matériaux simultanément tout le long de la brèche, cette solution exige une installation ou un équipement spécial qui se compose généralement d'un pont fixe ou flottant mais peut également comporter un blondin (pour des blocs pesant jusqu'à 10 tonnes ou même davantage), ou des courroies transporteuses ou des dragues (pour les petits matériaux). L'avantage des ponts est de permettre le transport de matériaux plus lourds et d'éviter le risque d'un arrêt dû à une défaillance mécanique d'un équipement spécial.

Les matériaux de coupure peuvent être les mêmes que pour une coupure verticale, enrochements ou béton, mais les conditions sont similaires à la dernière phase d'une coupure verticale et les petits éléments provenant du tout-venant de carrière sont en grande partie entraînés ; les conditions de coupure sont généralement difficiles durant la plus grande partie de la coupure (sauf au début) et presque tous les matériaux sont constitués d'enrochements sélectionnés ou de blocs de béton. Comme pour les coupures verticales, une plus grande quantité de matériaux (et par conséquent une pente plus faible du parement aval de la digue) est admise plus facilement pour les enrochements que pour le béton pour lequel il est plus économique d'utiliser des blocs aussi gros que possible.

4.2.2 OBSERVATIONS ET APPROCHES THEORIQUES

Il existe peu d'expériences récentes de ce genre de coupures et l'utilisation de blocs de béton semble en général avoir été conçue avec une large marge de sécurité, ce qui était normal pour des considérations d'ordre économique. Bien que théoriquement il soit possible d'utiliser de plus petits matériaux, il semble que le diamètre maximal de ces matériaux n'était pas inférieur à 40 % de la dénivelée finale pour le béton et à 20 % pour les enrochements avec une faible pente du parement aval (Cénissiat) ; des matériaux de dimensions relativement beaucoup plus faibles ont été utilisés à Fort Randall (coupure réalisée à l'aide de dragues avec une dénivelée finale de 1 m et des matériaux de dimension inférieure à 0,10 m mais avec une pente très faible du talus aval).

Durant la première phase de la coupure, la dimension des blocs est essentiellement déterminée par la dénivelée ; durant la dernière phase par le débit spécifique (par mètre de longueur de la digue) pour une pente donnée du talus aval ; pendant la phase intermédiaire (qui est généralement la plus difficile) la dimension des blocs est fonction de ces deux paramètres (et vraisemblablement de leur produit, c'est-à-dire de l'énergie par mètre de longueur de la digue). Le rapport soviétique (voir Annexe 7) donne une formule définissant le poids des blocs en fonction de cette énergie spécifique ; toutefois, cette formule correspond à une section de digue minimale et semble plutôt pessimiste, notamment pour les enrochements, si on accepte des volumes plus importants avec une faible pente du talus aval.

The distance between embankments has to be such as to allow a large reduction in the water velocity in the lake between embankments. 100 m has been sufficient in many cases but has proved too small in model tests for some schemes (with high heads and/or high specific flows). The distance may be less if both dikes are not built out from the same bank.

4.2 FRONTAL DUMPING METHOD or HORIZONTAL TIPPING

4.2.1 METHODS AND MATERIALS

Closure is made by raising the embankment uniformly across the river. A great advantage of this solution is that it usually avoids the need for previous protection of the river bed, as it is directly protected by the closure materials.

To place materials simultaneously all along the gap requires a special installation or equipment; this is generally a fixed or floating bridge but may also be a cable crane (for blocks up to 10 tons or even more) or conveyor belts or dredges (for small sized material). The advantage of a bridge is that heavier materials can be carried and the risk of stoppage due to mechanical failure of special equipment is avoided.

Closure materials may be rock or concrete, as for a front end closure, but conditions are similar to the last stage of a front end closure and so small quarry run materials are to a large extent washed away; conditions of closure are also severe during most of the closure (except at the beginning) and most of the material is therefore classified rockfill or concrete blocks. As in the case of front end closure, a larger amount of material (i.e. a flatter downstream slope of the embankment) is more readily acceptable for quarry materials than for concrete for which it is more economical to use blocks as large as possible.

4.2.2 OBSERVATIONS AND THEORETICAL APPROACH

There are few recent closures of this type; when using concrete blocks the design seems to have been usually on the safe side, which might be expected from economic considerations. Although theoretically it is possible to use smaller materials, it seems that the maximum size of material has not been less than 40 per cent of the final head of water when using concrete and 20 per cent when using rockfill with a flat downstream slope (Genissiat); relatively much smaller materials were however used at Fort Randall (closure by dredged materials with final head of 1 m and materials under 0.10 m but with a very flat downstream slope).

For the first stage of the closure, the size of the material is determined essentially by the head of water; during the last stage by the flow/m for an acceptable downstream slope; and during the intermediary stage (which is usually the most difficult) by both parameters and possibly by their product i.e. energy/m. The formula given in USSR report (see App.7) defines the weight of blocks according to this specific energy; however, this formula, based upon minimum cross section, appears fairly pessimistic especially if used for a large volume of rockfill material with gentle downstream slope.

Selon toutes les théories et essais sur modèle réduit, la dimension maximale des matériaux est plus petite pour les coupures horizontales que pour les coupures verticales pour une même dénivelée finale mais les matériaux les plus gros doivent être utilisés pour la plus grande partie du volume des coupures horizontales, alors qu'ils représentent seulement une petite partie du volume total d'une coupure verticale.

Si la longueur de la coupure est aussi grande que possible, réduisant ainsi le débit spécifique et l'énergie maximale, des matériaux de plus faible dimension peuvent être utilisés. Pour les rivières très importantes, il est même possible théoriquement d'utiliser des matériaux d'assez faible dimension si le débit spécifique est très faible au début de la coupure, mais il peut y avoir danger en fin de coupure pour une dénivelée finale importante si le débit n'est pas parfaitement réparti le long de la digue car une concentration locale du débit sur la partie la plus basse peut être très dangereuse et les matériaux nécessaires doivent être choisis en considération du niveau le plus bas de la digue et non pas du niveau moyen (la destruction de batardeaux ou de digues en enrochements déversants pourrait avoir été provoquée par une concentration des débits conduisant localement à un débit spécifique beaucoup plus important).

Etant donné toutes ces considérations, la complexité de la théorie et le petit nombre de telles coupures actuellement réalisées avec des matériaux d'enrochements, la définition de règles à suivre est plus difficile que pour les coupures verticales et les résultats des essais sur modèles devront être utilisés avec précaution (une grande importance devant être donnée à la stabilité des digues à la fin de la coupure et à la sensibilité des coupures aux petits changements du débit total ou du débouché des ouvrages de dérivation).

4.2.3 COUPURES MULTIPLES

Il semble qu'aucune coupure multiple horizontale n'ait été réalisée depuis Génissiat en 1939. Une analyse théorique indique que leur intérêt est moindre que celui des coupures verticales (car le maximum d'énergie spécifique est seulement divisé par deux pour deux digues et le diamètre des matériaux pour chaque digue est très supérieur à la moitié du diamètre des matériaux d'une seule digue).

Il peut être plus intéressant de combiner une coupure horizontale aval avec une coupure verticale amont et des calculs et essais sur modèle réduit pourraient être effectués dans ce sens. Cette solution a été employée avec succès il y a vingt ans à Roseires au Soudan pour une dénivelée de l'ordre de 3 m.

4.3 COUPURES SPECIALES

Dans le cas d'une gorge étroite, la coupure du cours d'eau a parfois été effectuée par un seul tir d'explosif. Cette méthode présente l'avantage de s'appliquer à une forte dénivelée et de gagner du temps. Les quantités de matériaux sont très importantes et les conditions topographiques nécessaires sont assez exceptionnelles. Il convient de vérifier qu'après la coupure il n'y a pas de risque de déversement important qui pourrait détruire la digue.

Cette solution fut utilisée avec succès sur le Dez en Iran en 1960 (tir de 22.000 m³) et avec plus de difficultés à Mantoro au Pérou en 1967 (dérivation de 125 m³/s avec une dénivelée finale de 18 m).

Les projets soviétiques ont donné satisfaction, les tirs d'explosifs permettant de réaliser en même temps la coupure et une grande partie du barrage définitif. Le barrage est assez bien compacté et les infiltrations assez réduites. Les dénivelées possibles après coupure sont beaucoup plus grandes que pour toute autre solution mais les sites possibles sont assez rares et même pour de tels sites cette solution n'est pas toujours la moins coûteuse.

From all theoretical considerations and also for model tests, the maximum dimension of materials is smaller for horizontal closures than for vertical closures for the same final head of water but the largest materials have to be used for most of a horizontal closure whereas they represent only a small proportion in a front end closure.

The required size of material may be minimized by making the closing gap length as large as possible thus reducing the flow/m, and reducing the maximum energy/m. It is even theoretically possible to use fairly small materials for very large rivers if the flow/m is very small at the beginning of the closure; however the end of the closure may become hazardous for a high final head of water if the flow is not uniform along the embankment because a local concentration of flow at a low point may be very dangerous. The materials required accordingly need to be chosen considering the lowest level and not corresponding to the average level (destruction of rockfill cofferdams or diversion dams by relatively small average flows/m may have been due to a local concentration of flow resulting in a much higher flow/m).

Due to all these considerations, the complexity of theory and the small number of closures actually made with rockfill materials, it is more difficult to fix tentative rules for frontal dumping than for end closures; model tests should be used cautiously (considerable attention being given to stability of embankments at the end of the closure and the sensitivity of closures to small changes of total flow or of entrance to diversion structures).

4.2.3 MULTIPLE CLOSURES

No multiple horizontal closure seems to have been actually carried out. A theoretical analysis shows that savings due to multiple closure are probably less than for vertical closure (as maximum energy/m is only divided by 2 for two closures and the dimension of material for each embankment is much more than half of the size of material for a single embankment).

Combining a downstream horizontal closure with a vertical upstream closure may be more attractive and calculations or model tests could be developed accordingly. This solution was successfully used twenty years ago at Roseires (Sudan) for a head of water in the range of 3 m.

4.3 SPECIAL CLOSURE CONDITIONS OR METHODS

In steep gorges, closure has sometimes been made by a single blasting. This has the advantage of allowing a high head of water and of saving time. Quantities of material are very large and necessary geometrical dispositions are quite exceptional. It is necessary to check that after the closure there is no risk of substantial overtopping which could destroy the embankment.

Such successful closure was realized in 1960 in Dez river in Iran (22 000 m³ blasted) and with more difficulties in 1967 in Mantoro in Peru (diverting 125 m³/s, with a final differential head of 18 m).

Russian experience has been satisfactory. The blasting may create both the closure and most of the permanent dam at the same time. The embankment is quite well compacted and seepage is reasonably low. Acceptable heads of water, after closure, are much higher than for any other solution but suitable sites are rather exceptional and even for these sites, this solution is not always the cheapest.

Il est également possible de réaliser un barrage en enrochements ou un batardeau à l'avancement à partir d'une rive et en déversant des matériaux au niveau de la crête de la section transversale finale, ce qui présente l'avantage d'avoir une grande largeur de digue de coupure comportant au niveau de l'eau les matériaux les plus gros. Cette solution est probablement peu onéreuse et permet de réaliser une coupure avec une forte dénivelée mais la difficulté réside dans l'étanchéité de l'ouvrage et l'importance des tassements ultérieurs prévisibles.

Les coupures sur rivières à faible pente dont le lit est constitué de sables ou de graviers sont quelquefois réalisées à l'aide de matériaux provenant de dragages. Si les coupures exécutées avec un matériau graveleux peuvent être considérées, tout au moins pour une part, comme des coupures classiques, les coupures par remblai de sable doivent être conçues et étudiées de façon différente car la capacité de transport solide de la rivière vis-à-vis du volume horaire de matériaux déversés peut constituer un critère important et la capacité des dragues comparée à l'énergie totale de la rivière peut déterminer la dénivelée maximale de la coupure. Une telle solution a été adoptée au barrage d'Ukai (Inde).

Dans l'hypothèse d'un développement important des grandes usines marémotrices, la coupure des bassins correspondants représenterait des débits extrêmement importants (jusqu'à 100 000 m³/s). Toutefois, la dénivelée ne serait pas supérieure à 5 m et généralement très inférieure suivant la surface des vannes disponibles. La coupure de ces grands débits devrait exiger de grandes quantités d'enrochements pour les coupures horizontales, mais il semble que la coupure verticale par une ou deux digues serait relativement aisée si les conditions du fond de la mer sont favorables.

4.4 COMMENTAIRES GÉNÉRAUX CONCERNANT TOUTES LES SOLUTIONS

- Uncertain nombre de coupures ont été plus difficiles que prévu à la suite d'un enlèvement incomplet des batardeaux des ouvrages de dérivation. L'étude de ces batardeaux et de la coupure doit prendre en considération ce genre de problème et ces batardeaux devraient de préférence être constitués de petits matériaux facilement entraînés par le courant lorsque la coupure progresse.

- Il semble logique, spécialement pour les rivières larges ou profondes, d'inclure les digues de coupure dans le profil des batardeaux principaux. Ceci n'est pas toujours la meilleure solution car l'emplacement correspondant peut être peu favorable pour l'exécution d'une coupure (par exemple, eaux peu profondes) et les gros matériaux utilisés pour la coupure peuvent entraîner des difficultés pour l'étanchement des batardeaux. De la même façon, l'axe le meilleur pour une digue de coupure n'est pas toujours perpendiculaire au courant de la rivière.

- Une grande vitesse de mise en place des matériaux peut s'avérer très utile et être facilitée par des accès faciles. L'interruption d'une coupure pendant une longue période peut être dangereuse pour les coupures horizontales et en phase finale des coupures verticales.

- Les essais sur modèle réduit doivent être effectués très soigneusement, spécialement pour les points suivants : nature du lit et des berges de la rivière, densité, forme et dimension du matériau, vitesse de coupure, démolition des batardeaux des ouvrages de dérivation, éventualité d'une mise en place irrégulière des matériaux (spécialement pour les coupures horizontales). La cassure possible des gros blocs n'apparaît pas dans les essais sur modèle réduit. Il peut être intéressant pour les grandes coupures de reproduire sur modèle la coupure réelle au cours de sa progression en utilisant les mesures et les observations effectuées sur le site.

Il est important d'attirer l'attention sur le fait que les essais sur modèle sont généralement effectués pour le débit maximal prévu et qu'une coupure peut parfois être plus difficile à réaliser pour un débit plus faible, soit parce qu'une faible

It is also possible to create a rockfill dam or cofferdam by advancing from one bank dumping material from the top of the final cross section. This has the advantage that the closure has a very large closure embankment incorporating at the water level the largest dumped materials. This solution is probably cheap and allows closure under high differential head but the difficult problems are how to make the structure watertight and the large future settlement to be expected.

In flat plains of sand or gravel, river closures are sometimes made by large dredged fillings. Closures with gravel materials may be studied partly as normal closures, but closures by sand filling may be different as considerations of solid transportation by the river vis-a-vis delivery of imported materials may be the decisive factor and the dredger capacity as compared with the total river energy may determine the maximum closure water head. The Ukai scheme (India) adopted this solution.

In the development of large tidal power plants, the closure problem of the basins is dealing with the extremely large flows (up to 1000,000 m³/s). However, the differential head will not be over 5 m and generally much less depending on the cross-sectional area of the gates that are in operation. Altering the direction of flow may be expected to require large quantities of rockfill for horizontal closures but end dumping closure with 1 or 2 embankments may be expected to be quite straight forward provided the sea bed conditions are favourable.

4.4 GENERAL COMMENTS FOR ALL SOLUTIONS

-A number of closures have proved to be more difficult than foreseen due to incomplete removal of the cofferdams of the diversion structures. The design of such cofferdams and closures has to anticipate the possibility of this problem arising and such cofferdams should preferably be made with small sized material which is easily washed away by the flow of water as the closure progresses.

-It appears logical, and especially for wide or deep rivers, to incorporate closure embankments in the profile of the main cofferdams. This is not always the best solution as the cofferdam area may be unsuitable for closure (for instance, water too shallow) and the large materials used for closure may create difficulties in water-proofing the cofferdams. Furthermore, the best alignment for a closure embankment is not always normal to the river flow.

-A high rate of placing material may be very helpful and may be facilitated by easy access. Hold up of a closure for long time may be hazardous at certain phases where closure is by horizontal tipping or when nearing completion of a front end closure.

Careful model tests have to be made dealing especially with the following parameters : nature of river bed (and bank), density, shape and size of material, speed of closure, removal of diversion structures cofferdams, possible uneven spreading of materials (especially for horizontal closures). Possible breakage of large blocks does not show up in model tests. For large closures it may be helpful to use model tests to represent the actual closure during its progress taking into account actual measurements and observations.

It is important to draw attention to the fact that tests are generally made for the maximum flow contemplated and that a closure may sometimes be more difficult for a reduced flow either because lesser depth of water results

profondeur provoque l'apparition plus précoce des conditions critiques, soit même, dans certains cas exceptionnels, parce que la dénivelée maximale peut être plus importante pour un débit plus faible (cote élevée du seuil des ouvrages de dérivation).

L'utilisation d'eau claire dans les essais sur modèle procure de très bonnes possibilités de contrôle des coupures horizontales qui pourrait s'avérer plus difficile sur les prototypes.

Lorsque le choix de la solution est arrêté, sa sécurité est mieux définie par sa sensibilité à un changement des caractéristiques (dénivelée, énergie, débits spécifiques) que par une marge de sécurité sur les dimensions des matériaux. Par exemple, une augmentation limitée du débit ou de la dénivelée peut, dans certains cas, exiger seulement une plus grande quantité des mêmes matériaux ou une petite quantité de gros blocs qui pourraient être stockés, par prudence, mais, dans d'autres cas, elle pourrait entraîner la destruction de la digue. Cette analyse de la sensibilité (qui peut également être étudiée sur modèle réduit) permet de choisir entre plusieurs solutions.

Une estimation sommaire du coût et du délai d'exécution de la coupure peut être établie pour différents projets d'ouvrages de dérivation et pour différents débits du cours d'eau permettant ainsi de réaliser une optimisation de l'ensemble du projet ; le projet correspondant de la coupure et ses caractéristiques peuvent ensuite être étudiés en détail et vérifiés sur modèle réduit. L'optimisation devrait prendre en compte les facilités ou la sécurité résultant pour l'ensemble du programme de la possibilité de réaliser la coupure en dehors de la période d'étiage du cours d'eau.

4.5 RESUME DES SOLUTIONS ADOPTEES POUR REALISER LA COUPURE DU COURS D'EAU

Les coupures verticales à l'avancement nécessitent des matériaux d'assez petites dimensions (diamètre équivalent = 1/3 de la dénivelée) dans la mesure où le tirant d'eau est suffisamment important et les conditions hydrauliques relativement éloignées du régime d'écoulement critique ou hypercritique. Le poids unitaire des matériaux est multiplié au moins par dix lorsque les conditions hydrauliques deviennent critiques.

Pour les coupures horizontales ou la phase finale des coupures verticales, il est possible d'utiliser, soit une quantité minimale de gros matériaux, soit une plus grande quantité de matériaux plus petits (avec adoucissement de la pente du talus aval).

Lorsque des matériaux de carrière sont facilement disponibles, leur coût est généralement bas pour des matériaux limités à 500 ou 1 000 kg. Les enrochements sélectionnés sont plus coûteux et pourraient devenir plus difficiles à obtenir si seulement de gros matériaux sont exigés. Le coût du mètre cube de béton est à peu près le même pour les gros blocs (20 ou 30 tonnes) ou pour les petits. Ceci peut expliquer qu'en utilisant des matériaux de carrière et spécialement du tout-venant, de grandes quantités de matériaux sont facilement acceptées alors que les solutions utilisant le béton conduisent en général à limiter le volume total mais à réaliser des poids unitaires importants.

Ces considérations d'ordre économique peuvent expliquer l'évolution des conceptions et réalisations des coupures depuis 25 ans (cf. tableau I).

La plupart des coupures dont la dénivelée finale est inférieure à environ 3 m ont été réalisées par coupure verticale avec une seule digue en enrochements de carrière, à l'exception des coupures de faibles dénivelées (inférieures à 1 m) qui sont parfois réalisées avec des matériaux fins et même des matériaux dragués.

in earlier critical conditions or even in some exceptional cases because the maximum head of water may be greater for lower flows (high sill of diversion structures).

Model tests using clear water can show the scope for control of horizontal closures which may be more difficult in the prototypes.

When the solution is chosen, the inherent safety is best defined by its sensitivity to a change of characteristics (water head, energy, flow/m) than by a margin in size of materials. For instance, a limited increase in flow or head of water may in some cases require only an increased quantity of the same materials or a small quantity of large blocks which may be provided as a precaution; in other cases, it may cause destruction of the embankment. Such a sensitivity analysis (which may also be studied by model tests) may determine the choice between several technical solutions.

A rough estimate of closure cost and time may be established for different designs of diversion structures and different river flows giving an overall optimization for the whole scheme : then the appropriate closure method and relevant characteristics may be studied in detail and tested in a model. The optimization should take into account the implications in respect of the overall programme, of the possible closure period extending beyond the low water season.

4.5 SUMMARY OF THE USUAL METHODS FOR RIVER CLOSURE

Advancing end dumping closures require fairly small sized material (equivalent diameter = 1/3 of the water head) provided the river is deep enough and hydraulic conditions are far from critical or supercritical. The required unit weight of materials may be multiplied by 10 when critical hydraulic conditions are reached.

For horizontal closures or in the last phase of end dumping closures, it is possible to use either a minimum volume of large sized material or a much greater quantity (with gentle downstream slope) of much smaller sized material.

When quarry materials are readily available the price of quarry run is generally low for material limited to 500 or 1000 kg. Selected rockfill is more expensive and may become difficult to find for unit weights above 2 or 5 tons, especially if only larger material is required. Cost per m³ of concrete is about the same for large blocks (20 to 30 tons) or for small blocks. This may explain why when using quarry materials, especially where quarry run, large quantities of material are acceptable whereas if concrete is used, there is a need to limit the total volume by incorporating large unit weights.

These economic considerations may explain the evolution of closures during the past 25 years (see table I).

Most of the closures under about 3 m of final water head have been achieved by end dumping single embankments with quarry materials except for small head closures (less than 1 m) which are sometimes made with soft materials and even with dredged materials.

Ces coupures verticales semblent relativement faciles à réaliser tant que la rivière est assez profonde pour éviter des conditions hydrauliques critiques avant la phase finale de coupure. Si de grandes quantités de matériaux sont disponibles, la coupure totale jusqu'à 2 m peut être réalisée par du tout-venant limité à 0,5 ou 1 tonne. Au-delà de 1,5 ou 2 m de hauteur, il peut être préférable ou nécessaire d'utiliser de plus gros blocs jusqu'à 5 tonnes en fin de coupure.

Pour les dénivelées supérieures à 3 m, les trois solutions suivantes ont généralement été utilisées :

1 - Coupure verticale par une seule digue en utilisant de très gros blocs et généralement des blocs de béton en phase finale ; il ne semble pas qu'une telle coupure ait dépassé 5 m de dénivelée pour des débits importants, les plus gros blocs de béton pesant 30 tonnes (quelquefois 2 ou 3 blocs reliés entre eux par des câbles), les plus gros enrochements pesant de 15 à 20 tonnes.

2 - Coupure horizontale utilisant des enrochements sélectionnés ou des blocs de béton. Bien que théoriquement il soit possible d'aller plus loin, il semble que les dénivelées maximales justifiables de cette solution n'ont pas dépassé 4 m avec des enrochements et environ 5 m avec des blocs de béton. Il semble qu'aucune coupure de ce type n'ait été réalisée depuis dix ans.

3 - Les coupures verticales multiples répartissant la dénivelée entre deux ou trois digues et limitant la dénivelée de chaque digue à moins de 3 m. Cette solution pourrait bien être la plus intéressante dans l'avenir, car le coût des matériaux nécessaires est généralement peu élevé, les coupures allant jusqu'à 5 m sont assez faciles à réaliser avec deux digues et des coupures comportant des dénivelées beaucoup plus grandes (jusqu'à 10 m environ) peuvent être envisagées en utilisant deux ou trois digues à l'avancement.

If large quantities of materials are accepted, the whole closure up to 2 m may be achieved by quarry run limited to 0.5 or 1 ton. Beyond 1.5 or 2 m head it may be preferable or necessary to use larger blocks up to 5 tons at the end of the closure.

For closures over 3m, three kinds of solutions have usually been used :

- 1 - End dumping closure by single embankment using very large blocks and usually concrete blocks in the final stage. It does not seem that any such closure had greater than 5 m head for large flows; maximum size of blocks was 30 tons for concrete blocks (sometimes 2 or 3 linked together by cables) 15-20 tons for rocks.
- 2 - Horizontal closure using selected rockfill or concrete blocks. Although theoretically it is possible to exceed this, it seems that the maximum water head in this solution has been under 4 m with rockfill and about 5 m with concrete blocks. No such closures seem to have been made during the past ten years.
- 3 - Multiple end dumping closures dividing the head between 2 or 3 embankments and limiting the head of water for each embankment to less than 3 m. This solution may well be the most attractive for the future, as the required materials are generally cheap, closures up to 5 m are very easy with 2 embankments and much higher closures (up to about 10 m) may be safely envisaged using 2 to 3 advancing front embankments.

5. **BATARDEAUX**

5.1 GENERALITES

Les conditions de construction et d'exploitation des batardeaux et leur durée de vie réduite introduisent de nombreuses différences entre batardeaux et barrages qui ont pourtant le même but :

Certains aspects sont plus défavorables aux batardeaux qu'aux barrages :

- délais de construction plus courts, parfois à une saison défavorable ;
- difficulté ou impossibilité de mettre la fondation à sec ;
- parfois manque de place et accès difficile ;
- construction ou exploitation dans un courant rapide ;
- risque de déversement accru et souvent accepté, la crue de projet pour un batardeau étant plutôt vingtennale que décennennale par exemple ;
- impossibilité de maîtriser le remplissage de la retenue.

D'autres sont plus favorables aux batardeaux qu'aux barrages :

- surveillance, entretien et renforcement plus faciles grâce aux moyens de chantier disponibles ;
- valeurs admissibles plus élevées pour les déformations et les débits d'infiltration (jusqu'à plusieurs m³/s dans certains cas) ;
- lorsque le projet est dressé par l'entreprise ou en accord étroit avec elle, il peut être mieux adapté au matériel disponible et au programme d'ensemble ;
- utilisation possible de matériaux de moindre pérennité tels que l'acier non galvanisé, les feuilles d'étanchéité, etc...
- conséquences en général moins graves en cas de détérioration ou de rupture (le volume d'eau retenu peut cependant être parfois très important et le risque pour l'aval considérable).

Une très grande variété de solutions, notamment pour les faibles dénivelées, permet de s'adapter aux matériaux du site et aux matériels disponibles, voire à l'absence de tout matériel.

L'expérience acquise localement et les facilités de construction, notamment la disponibilité de matériaux sur le site, comptent davantage que la théorie. Suivant les pays, on pourra utiliser des bottes de paille ou des fascines, des gabions ou des caissons de palplanches, ou bien déverser sous l'eau un masque amont en argile sur un corps en enrochement.

L'imagination des projeteurs peut recourir à des solutions qui ne sont pas

5. COFFERDAMS

5.1 GENERALITIES

Although basically the purpose of a cofferdam or a dam is the same, the conditions of construction and operation and the short life of cofferdams may explain a number of differences between the two types of structures.

Some conditions are often more severe for a cofferdam :

- construction in a shorter time even for high cofferdams and often at a fixed season when weather conditions may be unfavourable for certain solutions ;
- difficulty or impossibility of dewatering the foundations;
- sometimes lack of space and difficulty in access;
- construction or operation in rapid flow;
- higher risk of or design for overtopping; if the life of a cofferdam is 1 to 2 per cent of the life of a dam, the design flood is often in the range of a 20 years flood instead of about 10 000 years for a permanent dam;
- impossibility of controlling filling of the reservoir.

Some conditions are more favourable for a cofferdam and may allow solutions which are unacceptable for permanent dams :

- easier observations, maintenance and reinforcement due to available facilities on site;
- larger movements and higher rate of seepage may be accepted; up to several m^3/s may be accepted for cofferdams, although expensive, whereas about $0,1 m^3/s$ is often considered too high for a permanent dam even if this is not always justified;
- a more economical solution with respect both to design and construction may often be found by or in discussion with the constructing organization (specialized firm or contractor) and which may be more appropriate to the equipment available and programme conditions;
- the short life of cofferdams justifies the use of materials such as ungalvanized steel, plastic impervious sheets or filters, ... which are not always acceptable for permanent dams;
- there is generally less damage as a result of failure but some high cofferdams nevertheless retain large volumes of water and their failure could seriously endanger the downstream valley.

A wide variety of designs exist for cofferdams and especially for low head cofferdams as they need to be adapted to suit local materials and available equipment (or lack of equipment).

Cofferdams are often designed more according to local experience and construction facilities, specially the availability of materials on the site, than to any theoretical approach to stability; the same problem may, for instance, be solved, depending on the country, by cribworks, sheetpile cells, straw and fascine bundles, or rockfill cofferdam with an upstream impervious layer of clay placed under water.

aujourd'hui acceptables pour des barrages définitifs, mais dont certaines pourraient le devenir dans l'avenir grâce à l'expérience ainsi acquise. Même si les batardeaux sont incorporés dans les ouvrages définitifs, il est souvent préférable pour des raisons de programme d'être moins exigeant sur leurs spécifications que pour le corps du barrage réalisé ultérieurement.

L'étude chronologique de construction des batardeaux depuis une vingtaine d'années permet de dégager deux tendances :

- augmentation, d'une part, de la hauteur des batardeaux jusqu'à 50 m et plus au-dessus de la fondation et, d'autre part, de la dénivellée maximale du cours d'eau, jusqu'à 30 m et plus entre l'amont et l'aval du chantier ;
- acceptation du déversement sur tous les types de batardeaux ; l'expérience correspondante résultant des succès et des échecs présente un grand intérêt.

On étudiera donc essentiellement les batardeaux de grande hauteur et le déversement sur les batardeaux. Les développements qui suivent sont surtout applicables aux batardeaux amont mais peuvent également concerner les batardeaux aval qui doivent cependant être conçus pour une charge d'eau de sens différent en temps normal et en cas de déversement.

5.2 TYPES DE BATARDEAUX

5.2.1 BATARDEAUX EN BETON OU MAÇONNERIE

La solution poids en béton est bien adaptée au déversement mais est limitée aux petits ouvrages en raison de son coût et de son délai de construction.

La solution voûte a été employée avec succès, soit sous forme d'une voûte classique dans le cas d'une dérivation en une seule phase, soit sous forme d'un ouvrage de protection circulaire partiel ou total dans le cas d'une dérivation en une ou plusieurs phases. L'expérience de Kariba était très intéressante, avec une voûte-batardeau dont la hauteur atteignait 40 m. Pour faciliter et accélérer la construction, le projet peut être simplifié par rapport à celui d'un barrage permanent, dans sa géométrie (en général arcs circulaires et parements verticaux) et dans le traitement des joints. Une partie de la fondation peut être réalisée sous l'eau (par exemple en colcrete ou béton coulé sous l'eau entre deux rideaux de palplanches) puis améliorée par injection, mais il est primordial que les appuis des arcs soient bien fondés car la rupture d'une voûte-batardeau sera plus brutale que celle d'un batardeau en remblai et donc plus dangereuse pour le personnel.

5.2.2 BATARDEAUX EN REMBLAI

Le manque de temps et l'impossibilité fréquente d'assécher les fondations ne permettent pas d'adopter pour les batardeaux les solutions utilisées généralement pour les barrages classiques. On préfère mettre en oeuvre davantage de matériaux avec une préparation simplifiée et des spécifications moins strictes, accepter des tassements et des fuites plus importants et éviter en conséquence un traitement long et coûteux de la plus grande partie de la fondation. Toutefois, cela ne constitue pas une règle absolue car certains batardeaux sont construits sur fondations mises à sec (pendant la saison d'étiage ou sous la protection de petits pré-batardeaux) suivant la technique classique de construction des barrages.

Les batardeaux en enrochements comportant une membrane d'étanchéité sur le parement amont sont rarement utilisés parce que la mise en place de la membrane après la confection du remblai nécessite un délai de construction trop long en raison de la difficulté de réaliser une bonne liaison avec la fondation au pied amont du batardeau.

The more favourable conditions defined above give more opportunity for imaginative design and for the development of new solutions which could possibly be used subsequently for permanent structures; this is not always acceptable if the cofferdams are included in the main dam, but even in this case, the general design should often include a less onerous specification for the cofferdams in order to avoid unnecessary delays.

The history of cofferdams during the past twenty years is characterised by the following :

- the height of cofferdams has increased progressively and a number of schemes now include 50 m high cofferdams due to the increased natural depth of dammed rivers and/or to the differential head up to 20 or even 30 m which often exists between upstream and downstream maximum water level during dam construction.
- overtopping of all kinds of cofferdams has occurred, with or without failure, and relevant experience is of great interest.

This report consequently avoids an extensive study of all kinds of cofferdams and refer only to design and construction conditions for high cofferdams and to overtopping of cofferdams. Observations hereunder mainly refer to upstream cofferdams which are the highest but also generally apply to downstream cofferdams (it being noted that such cofferdams are loaded differently in normal operation and when overtopped).

5.2 TYPES OF COFFERDAM

5.2.1 CONCRETE OR MASONRY COFFERDAMS

Gravity type structures are often used for small cofferdams, these having the advantage of being able to accept overtopping. But cost and construction time do not favour them for medium to high structures.

Arch cofferdams have been used successfully with a design either very similar to permanent arches when used on single stage schemes or as a large part of the whole of a circular protection for one phase of a multiple stage scheme. Kariba experience was very interesting with the cofferdam height reaching 40 m. To allow rapid construction, the design may be simpler than for permanent structures either as regards geometry (vertical circular arches are often used) or in the treatment of joints. Part of the foundation may be constructed under water (for instance by concrete or underwater concrete between two sheetpile curtains and improved by grouting) but it is essential that the foundation area receiving the main arch forces should be well founded as failure of an arch cofferdam may be faster than for a fill cofferdam and consequently presents a greater hazard to human life.

5.2.2 ROCKFILL OR EARTHFILL COFFERDAMS

It is not possible to adopt for cofferdams the solutions generally used for permanent dams, due to lack of time and often the impossibility of dewatering. It is advantageous to use materials involving little preparation and/or relax specifications and to design structures which may accept more settlement and possible seepage thereby avoiding long and costly preparation work on most of the foundations. This is not however an absolute rule as some cofferdams are built in the dry (during the low flow season and with protection from small preliminary cofferdams) according to classical dam designs.

Rockfill dams with upstream membranes are almost never used because installing the membrane subsequent to placing the fill requires too long a time and because of the difficulty in constructing the upstream toe foundation for the membrane.

Un noyau ou un remblai d'argile exigeant des caractéristiques géotechniques précises et nécessitant un contrôle soigné des teneurs en eau (en particulier si les emprunts sont trop humides) sera difficile à mettre en place, dans un délai limité (cf. Batardeau du barrage de Punchina, réf. 56) et les volumes importants de matériaux sélectionnés à mettre en oeuvre journalièrement pour constituer les filtres nécessitent de disposer de stations de concassage et criblage qui ne sont pas toujours disponibles au début des travaux.

Vraisemblablement pour les raisons qui précèdent, l'étanchéité des batardeaux en remblai de moyenne et grande hauteur semble devoir être réalisée

- soit par un noyau argileux épais (de l'ordre de la hauteur du batardeau) souvent mis en place sous l'eau comme les recharges et les zones de transition. Parmi de nombreux exemples, citons pour le Brésil, Tucuruí avec un noyau incliné vers l'amont, Itaipu avec un noyau central, cette dernière solution étant préférable si un nettoyage ou un traitement de la fondation devait être effectué sous l'eau ;

- soit par un diaphragme central construit à sec ou sous l'eau, simultanément ou postérieurement à la mise en place du remblai.

Ce diaphragme peut être en béton, ses fondations étant susceptibles d'être réalisées en eau peu profonde. Un exemple intéressant est fourni par le batardeau de 55 m de hauteur du barrage Longyangxia en Chine (cf rapport chinois, annexe 4 et réf. 51). Un noyau mince en sol-ciment plastique comme c'est le cas dans plusieurs barrages en Allemagne (barrages Foermity et Frau) et en Inde (Mula) devrait également constituer une solution intéressante pour des batardeaux. Les noyaux bitumineux ne semblent pas avoir été utilisés jusqu'à présent dans des batardeaux.

Un rideau de palplanches descendu jusqu'au bedrock à sec ou souvent sous l'eau (complété éventuellement par des injections) a été utilisé notamment à Cabora Bassa pour un batardeau d'une hauteur de 45 m (54).

Les parois moulées ont été utilisées à l'origine principalement en fondations et sont maintenant adoptées également dans le corps d'un grand nombre de barrages et de batardeaux. Deux exemples intéressants sont fournis par les batardeaux de Manic 3 et Manic 5 (Canada) où la paroi moulée a une hauteur de 50 et 70 m (130 m sous le barrage Manic 3 avec une double paroi). Le batardeau du barrage de Gezhouba sur le Yangtsékiang comporte une double paroi moulée de 1 m d'épaisseur et 60 m de hauteur avec un voile d'injection entre et sous les deux parois.

Un écran d'injection peut maintenant être exécuté dans un remblai d'enrochement (deux écrans d'injection à basse pression réalisés en première phase encadrant un voile central injecté à haute pression). Un tel écran peut permettre la réalisation de batardeaux (ou de barrages) constitués d'un corps en enrochements et d'un écran d'injection (cf. rapport français, Annexe 5). Cette solution peut être intéressante dans certains cas, en particulier pour réduire le délai total d'exécution du batardeau.

Quand les batardeaux sont fondés sur une grande épaisseur de matériaux fins, l'écran étanche est parfois complété par des forages ou des puits profonds de décompression (Chivor en Colombie, Kainji au Nigéria).

5.2.3 AUTRES TYPES DE BATARDEAUX

Des techniques spéciales telles que des caissons en palplanches, des ouvrages en terre armée ont été ou pourraient être utilisées ainsi qu'un grand nombre de procédés associant des structures en béton et un remplissage en terre ou en enrochement. La distinction habituelle trop stricte entre les structures rigides en béton et les ouvrages en remblai risque de limiter l'imagination des projeteurs.

A clay core or fill with precise specifications and moisture control (especially if borrow pits are on the wet side) may be difficult to place in a short time (Punchina cofferdam ref. 56) and the high rate of placing large quantities of sophisticated filter material which may be necessary, requires preparation plants which are not always available at the beginning of the work.

Due probably to the above reasons, the imperviousness of medium to high fill cofferdams often seem to be achieved :

- either by a wide clay core often placed under water as well as most of the transition and fill materials (width of core is in the range of the cofferdam height). There are a number of examples in Brazil either with an upstream inclined core (Tucurui) or with a central core (Itaipu), the latter solution being preferable if extensive cleaning or treatment of the foundation under water is necessary.

- or by central diaphragms constructed in the dry or under water during or after the placing of fill, such as a concrete diaphragm (the foundation of which may be made in shallow water) of which an interesting example is the 55 m high Longyangxia cofferdam in China (see chinese report, App. 4 and ref. 51). A plastic thin core of soil cement, as already used in permanent dams in Germany (Foermity and Frau dams) and India (Mula), may also be very attractive for cofferdams. Bituminous cores (often used for permanent dams of similar height) do not seem to have been used for cofferdams.

Sheet pile curtains may be either connected to bedrock in the dry or alternatively under water (with possibly complementary grouting); the 45 m high Cabora Bassa cofferdam is an example (54) of the latter system.

Trench diaphragms which initially were used mainly in foundations, have subsequently been used in the upper part of a number of dams and cofferdams. Two interesting examples are the Manic 3 and Manic 5 cofferdams, in Canada, for which the diaphragms have been constructed to 50 and 70 m depth - 130 m with double curtains under the Manic 3 dam itself. Cezhouba cofferdam on the Yang Tse river includes a double diaphragm wall 1 m thick, 60 m high, with curtain grouting between and under the diaphragm walls.

Curtain grouting may now be used in rockfill with two low pressure preliminary grout curtains and grouting subsequently in between at high pressure. This may allow cofferdams (or dams) to be built only by a rockfill mass and a grout curtain (cf. french report, Annex 5). This option may be worth considering in some cases, especially for programme reasons.

When cofferdams are constructed over a substantial thickness of fine materials, an impervious curtain is sometimes supplemented by installing deep downstream relief wells (Chivor in Colombia, Kainji in Nigeria).

5.2.3 OTHER COFFERDAMS

Special solutions such as sheet pile cells or reinforced earth have been or could be used as well as the options of combining concrete structures and earth or rock fill. The design concept is sometimes too restricted by usual simplified classification between monolithic concrete structures and fill embankments.

Une solution intéressante, associant une maçonnerie de pierres sèches et des enrochements, a été mise en oeuvre avec succès en Chine (barrage Zhaogushe-Type D) et a supporté le déversement d'un petit débit (123). Pour la même raison, la technique des batardeaux en béton compacté au rouleau (rollcrete) qui pourrait bien devenir la solution la plus intéressante dans l'avenir n'est pas classée dans les barrages en béton bien que le comportement du matériau soit voisin de celui du béton mais les procédés de construction sont plus proches de ceux des barrages en enrochements et les ouvrages correspondants doivent être conçus en conséquence. Ce matériau est étudié par le Comité technique des matériaux pour barrages en béton. Un exemple intéressant est donné également par le barrage Willow Creek (52).

Le béton compacté au rouleau (rollcrete) possède des caractéristiques proches de celles du béton ordinaire et sa teneur en ciment est plutôt plus faible (souvent inférieure à 100 kg par m³). Les procédés de construction sont ou devraient être très voisins de ceux des ouvrages en remblai. Le coût unitaire global devrait être de l'ordre de 50 % de celui d'un barrage en béton ordinaire et environ 5 fois plus élevé que celui d'un barrage en remblai. Les granulats sont préparés de façon plus sommaire (granulométrie, lavage) et le refroidissement peut généralement être évité. Un autre avantage du rollcrete semble être de permettre une construction plus rapide et la possibilité de supporter des déversements même en cours de travaux. Une partie de la fondation peut être réalisée sous l'eau en utilisant du béton ou du colcrete coulé sous l'eau en petites quantités. Le projet d'un barrage-poids en rollcrete doit être adapté aux matériaux naturels disponibles de la même manière que pour un barrage en remblai. Il pourrait, par exemple, être plus avantageux d'augmenter de 20 % le volume de rollcrete et d'utiliser des agrégats naturels non traités que de mettre en oeuvre un matériau plus coûteux. La conception du drainage et la méthode de construction sont plus proches de celles d'un barrage en remblai que d'un barrage-poids en béton ordinaire. Bien que des solutions analogues à celles des barrages poids classiques soient intéressantes, d'autres solutions associant le rollcrete et le remblai ordinaire peuvent être envisagées et le fait de considérer d'un oeil nouveau ce nouveau matériau devrait avoir des conséquences bénéfiques sur le double plan de la conception et de la construction.

La surélévation d'un barrage sans vider la retenue afin de ne pas interrompre la fourniture d'énergie nécessite de recourir à des procédés très particuliers pour assurer la maîtrise du cours d'eau pendant l'exécution des travaux. Les batardeaux flottants constituent une solution originale qui a été utilisée avec succès pour permettre la surélévation des barrages de Guri (Vénézuéla) et Chief Joseph (USA).

5.3 DEVERSEMENT SUR LES BATARDEAUX

Un tel déversement ne doit pas être évité si les dépenses qu'il entraîne sont moins élevées que le coût des ouvrages de dérivation supplémentaires ou si la crue de projet des batardeaux (dont la durée de retour est comprise généralement entre 10 et 100 ans) a une probabilité appréciable d'être dépassée et s'il est essentiel d'éviter de trop graves dommages si un tel dépassement survient.

De très grands aménagements tels que Tucuruí (Brésil) ou Longyangxia (Fleuve jaune, Chine) ont nécessité la construction d'ouvrages de sécurité complémentaires par suite de crues exceptionnelles survenues pendant les travaux. Un grand nombre d'études théoriques et d'essais sur modèles réduits et sur ouvrages réels ont été effectués au cours des quinze dernières années mais plusieurs ruptures se sont produites sur des remblais par suite de l'absence d'expérience ou d'une conception trop optimiste des ouvrages. L'analyse des causes de tels accidents et du comportement des ouvrages qui ont résisté et l'adoption de règles et de coefficients de sécurité raisonnables doivent aboutir à des solutions économiques et fiables.

An interesting solution combining dry masonry and rockfill has been used successfully in China (Zhaogushe - Type D dam) where overtopping by specified small discharges (123) was allowed. For the same reason rollcrete cofferdams, which may well be one of the most attractive options for the future have not been classified as a concrete dam, while as behaviour is close to that of concrete the construction methods are nearer to that of an embankment dam and structures should be designed accordingly. A study of this material is being pursued by the Technical Committee on materials for concrete dams. The Willow Creek Dam (52) is an interesting example.

Rollcrete has characteristics similar to concrete. However the cement content is generally rather low (often less than 100 kg/m³) and the construction methods are or should be very similar to those for fill embankments. The overall unit cost of a structure should be in the range of 50 per cent of that for a concrete dam and about 5 times the overall unit cost for fill embankments. There is likely to be less processing of materials, and any washing or complex screening as well as cooling of the rollcrete is generally unnecessary. Another advantage of such rollcrete appears to be the reduction in the time of construction and the ability to accept overtopping during and after construction. Part of the foundation may be constructed under water or underwater concrete or colcrete where quantities are limited. A gravity design should utilise the natural materials available as is the case for fill embankments. For instance, it might be economic to use 20 per cent more rollcrete if untreated natural aggregates can then be used, rather than use a more expensive material. The design and construction of the drainage system may be closer to that of a fill embankment rather than of a gravity concrete dam. Although one attractive option is to design gravity structures of rollcrete along similar lines to those adopted for concrete, other designs may be envisaged and a fresh look at this relatively new material may well result in novel solutions with respect to both construction and design.

Raising a dam without emptying the reservoir, so as not to interrupt power generation requires resorting to very special assignments in order to insure the control of the river during the works. Floating bulkheads are an original solution that was successfully used during the raising of the Guri Dam (Venezuela) and Chief Joseph Dam (USA).

5.3 OVERTOPPING OF COFFERDAMS

This possibility should receive consideration because it may be cheaper to allow overtopping than to provide extra diversion structures and also because the design flood for cofferdams is nearly always fairly low (10 to 100 years) and it is important to avoid excessive damage in the event of a more severe flood occurring.

Very large schemes such as Tucurui (Brazil) or Longyangxia (Yellow River, China) have needed emergency complementary works to allow for exceptional floods during construction. Although a number of theoretical studies, model tests and prototypes have been carried out or built mainly during the past fifteen years, nevertheless there have been a number of failures of embankments due to lack of experience or to inadequate design. Analysing the reasons of these failures as well as the performance of successful schemes and using reasonable safety rules and coefficients, should however lead to adoption of reliable and economical solutions in the future.

Les batardeaux déversants sont généralement soumis à des dénivelées plus faibles que la plupart des barrages permanents, cette dénivelée est généralement comprise entre 10 et 30 m dans le cas de dérivations par galeries ou conduites et est souvent inférieure à 10 m pour des dérivations par canaux ou dans le cas de construction en plusieurs phases. Comme il peut être utile de répartir la dénivelée entre les batardeaux amont et aval, elle peut varier de 30 m à 2 m et les solutions correspondantes seront très différentes. Le débit spécifique (par mètre de seuil) peut être relativement faible (5 à 20 m³/s/m) mais peut atteindre 50 à 100 m³/s/m dans le cas de cours d'eau importants.

5.3.1 DEVERSEMENT SUR BATARDEAUX EN BETON OU EN ROLLCRETE

De tels batardeaux, comme les ouvrages permanents analogues, sont particulièrement bien adaptés pour résister au déversement. Pour le rollcrete on manque d'expérience sur le comportement à long terme d'ouvrages réels soumis à des écoulements à grande vitesse. Mais les essais sur modèle sont satisfaisants et montrent qu'il est avantageux de disposer un revêtement en béton classique sur les parties les plus exposées du seuil (pour des vitesses proches de 20 m/s).

Comme pour les déversoirs de crues classiques, il faut prendre des précautions pour éviter l'érosion du lit et des rives à l'aval et pour des débits spécifiques importants une fosse d'érosion peut se creuser et atteindre, même dans le rocher, une profondeur voisine de la dénivelée. L'érosion à l'aval du batardeau amont peut, dans certains cas, provoquer des dommages au barrage en construction.

5.3.2 DEVERSEMENT SUR BATARDEAUX EN ENROCHEMENT

5.3.2.1 Généralités

Quelle que soit la solution adoptée, le raccordement sur les rives doit être étudié tout particulièrement en raison des problèmes hydrauliques que pose l'augmentation des vitesses et de la turbulence des écoulements et des problèmes mécaniques et il est préférable de limiter la zone déversante à la partie centrale du batardeau.

La conception du pied aval est également un point délicat, un revêtement spécial de protection est nécessaire dans cette zone critique et doit se raccorder au revêtement ordinaire du parement aval. L'effet des corps flottants (troncs d'arbres, glace,...) ne doit pas être sous-estimé.

Des essais sur modèle sont très utiles mais ils doivent être exécutés et interprétés avec de grandes précautions pour les raisons suivantes :

- . La modélisation géométrique des enrochements est très difficile pour ce qui concerne la granulométrie, la forme et l'arrangement des blocs et leur perméabilité (l'anisotropie de perméabilité des enrochements compactés, difficile à reproduire sur le modèle, modifie complètement le réseau d'infiltration et les efforts qui en résultent).

- . Les parements sont moins réguliers sur les ouvrages réels que sur les modèles.

- . Les efforts mécaniques liés à la fondation, aux ancrages et aux armatures ne sont généralement pas représentés dans le modèle et de nombreuses ruptures constatées sur les ouvrages réels n'ont pas été observées dans les essais sur modèle.

Des caissons de palplanches, des rideaux verticaux ancrés ou un revêtement en terre armée permettent de construire des batardeaux déversants à parois verticales tout au moins pour des hauteurs limitées. Toutefois, de tels batardeaux à parois verticales n'ont fait l'objet que de peu de réalisations récentes, vraisemblablement en raison de leur coût, des difficultés de fondation ou de la protection du lit à l'aval.

Overtopped cofferdams are generally subjected to lower discharges than most permanent dams since the differential head is usually between 10 and 30 m for diversion tunnels or conduits and often less than 10 m for channel diversions or two stage schemes. It may be of advantage for the head during spillage to be divided between the upstream and downstream cofferdams; this head may vary from 30 m to 2 m and the corresponding solutions may be very different. The specific flow (or flow per metre of sill may be fairly low (say 5 to 20 m³/s per m) but for large rivers may reach 50 to 100 m³/s per m.

5.3.1 OVERTOPPING OF CONCRETE OR ROLLCRETE COFFERDAMS

These types of cofferdams, as well as similar permanent structures, are particularly well adapted to overtopping. For rollcrete, there is a lack of long term experience with prototype structures subjected to flows of high velocity. Model tests are satisfactory and in designing for discharges over a long period, it should be economical for the most exposed part of the spillway to be faced with conventional concrete (for velocities approaching 20 m/s).

As for permanent spillways, care should be taken to prevent possible bed erosion downstream, especially at the banks; and for high specific flows erosion below water level downstream may, even in rock, approach a depth close to the differential head. Erosion due to discharge over the upstream cofferdam can, in certain cases damage the dam under construction.

5.3.2 OVERTOPPING OF ROCKFILL COFFERDAMS

5.3.2.1 General

In any design, the problem of connection with the banks is especially important as there can be hydraulic problems due to increased speed and turbulence as well as mechanical problems; hence it may be preferable to restrict overtopping to the central part of the cofferdam.

The design of the downstream toe is also somewhat complicated due to the protective facing being different to the main slope protection although connected to it. The possible effects of floating matter (trees, ice, ...) should not be underestimated.

Model tests may be very useful but have to be constructed and the results used with caution because :

- . Representation of rockfill is very difficult due to the block granulometry, the shape, the packing and also the permeability; the hydraulic anisotropy of the compacted rockfill prototype is difficult to represent in a model, as the internal seepage paths and the test results may be completely altered.

- . Slopes are less even in the prototype than in the model.

- . Mechanical effects in relation to the foundation, mesh, and steel reinforcement are not usually represented in a model and a number of actual prototype failures have not been reproduced in model tests.

Cofferdams of limited height may be designed for overtopping using sheetpile cells, anchored vertical sheetpiles or reinforced earth. However, few recent examples of such cofferdams are known, possibly on account of cost or to the difficulty of ensuring the safety of the foundation or protection of the downstream river bed.

La pente du parement aval des batardeaux déversants est généralement analogue ou inférieure à celle des batardeaux non déversants et trois solutions principales sont adoptées pour la protection du parement aval : enrochements calibrés ou blocs de béton préfabriqués, enrochements armés et revêtement en béton.

5.3.2.2 Protection par enrochements calibrés ou blocs de béton préfabriqués

Un grand nombre de théories et d'essais sur modèles ont été appliqués à la protection par enrochements calibrés et plusieurs formules ont été proposées.

Pour des dénivelées importantes, ces formules ou ces essais sur modèle expriment plus ou moins le fait que les blocs d'un diamètre équivalent d et de densité s peuvent résister à l'entraînement provoqué par le frottement d'un écoulement à grande vitesse sur une longueur L , l'énergie correspondante compensant celle d'un débit spécifique q tombant d'une hauteur totale H , ce qui signifie que le débit spécifique admissible est augmenté lorsque la pente du parement aval $i = \frac{H}{L}$ décroît et lorsque le diamètre et la densité des blocs augmentent.

Aucune formule ne peut représenter exactement un tel problème très complexe prenant en compte la turbulence locale, l'entraînement d'air, l'enchevêtrement des blocs, etc... et nous proposons ci-dessous une des formules les plus simples permettant d'obtenir une estimation très approximative :

$$q_i = k d^{3/2} (s - 1)$$

dans laquelle k est un coefficient dépendant du degré d'enchevêtrement des blocs et de la rugosité du parement aval (une surface rugueuse provoque une concentration dangereuse des écoulements et augmente la turbulence).

Une valeur raisonnable pour k est comprise entre 0,1 et 0,25 ce qui revient à dire que des blocs d'environ 3 tonnes pourront résister à un débit spécifique de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ pour un fruit du parement aval de 3/1. Comme des pentes fortes (fruit de 1,5/1 ou 2/1) sont peu recommandables pour la stabilité générale des remblais soumis à des déversements importants, une telle protection ne donne qu'un résultat très limité et l'économie qui en résulte reste inférieure au coût supplémentaire d'une protection et d'un parement aval de pente plus douce.

Le barrage Laughing Jack en Australie (fruit du parement aval 1,3/1) a supporté un débit spécifique de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sous une dénivelée de 12 m, ce débit passait principalement à travers le corps du remblai. A l'inverse, le barrage Oros au Brésil a été détruit par un débit spécifique de déversement inférieur à $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ainsi que le barrage Hell Hole où la dénivelée atteignait environ 30 m et l'érosion régressive provoqua le déversement (étant entendu toutefois que ces barrages n'étaient pas conçus pour déverser).

L'utilisation de blocs de béton préfabriqués d'environ 20 tonnes permettrait, en théorie, de résister à des débits deux à trois fois plus élevés mais la dépense correspondante est considérablement augmentée et d'autres solutions seraient économiquement préférables.

En conclusion, l'utilisation de blocs de protection ne devrait pas être préconisée dans le cas de débits importants sous de fortes dénivelées mais si il est possible économiquement de sélectionner en carrière de gros enrochements et de les placer sur le parement aval, cela procure une petite marge de sécurité supplémentaire pour les débordements par les vagues et pour les déversements limités et, par conséquent, permet d'augmenter de un à deux mètres le niveau de la retenue (ce qui contribue à augmenter l'écrêtement de la crue et le débit des ouvrages de dérivation).

Pour les fortes dénivelées, la vitesse maximale admissible pour le revêtement considéré en pavage de blocs conditionne le débit spécifique maximal possible.

The downstream slope of a cofferdam designed for overtopping is usually similar to or flatter than that of a non-overtopped cofferdam; three solutions seem to have been mainly used for downstream slope protection : classified rockfill or prefabricated concrete blocks, reinforced rockfill, concrete lining.

5.3.2.2 Classified rockfill or prefabricated concreted blocks

Many theories and model tests have been used in designing classified rockfill protection, and a number of formulae have been proposed.

Where there is a high differential head, these formulae or tests show that broadly blocks of equivalent diameter "d" and density "s" may resist the drag due to high water velocity along a length "L"; the corresponding energy is equivalent to that of a specific flow "q" falling a total head "H" which means that the acceptable specific flow is increased when the downstream slope "i" (H/L) decreases and when the diameter and density of the blocks is increased.

No formula can accurately represent this extremely complex problem due to the effects of local turbulence, air entrainment, block packing, etc...One of the simplest formulae (giving a rough estimation) is as follows :

$$q_i = k d^{3/2} (s - 1)$$

where k is a constant which varies according to the packing of blocks and the roughness of the downstream slope (roughness of the slope may dangerously concentrate flows and increase turbulence).

Assuming a value for k of 0.1 to 0.25 (which is probably reasonable) dense rockfill of about 3 tons may resist a maximum specific flow in the range of 0.5 to 1 m³/s for a downstream slope of 3 to 1. On general stability grounds, steeper slopes of 1.5 to 1 or 2 to 1 are inadvisable for embankments subjected to significant overtopping and it appears that the rockfill protection is of limited value and the cost saving is not balanced by the cost of protection and of adopting a less steep downstream slope.

Laughing Jack Dam (1.3 to 1 downstream slope) in Australia was subjected to a specific flow of the order of 1 m³/s per m and with a 12 m differential head and this discharge was mainly through the embankment fill. In contrast, Oros Dam in Brazil was destroyed by overtopping due to a specific flow of less than 1 m³/s per m as was Hell Hole Dam where the differential head reached about 30 m and retrogressive erosion reduced the section and caused overtopping (it is understood however that these dams were not designed for overtopping).

Using precast concrete blocks of about 20 tons would allow, in theory, for a flow 2 or 3 times greater but the corresponding cost would be greatly increased; hence alternative designs would appear preferable on economic grounds.

In conclusion it is inadvisable to use protective blocks for cofferdams subject to a differential head and subjected to substantial flows but if it is possible, at low cost, to select the largest rock elements during quarrying and to place them on the downstream slope, this gives a small additional margin of safety for the passage of waves and for limited overtopping; consequently the acceptable level of the impounded water is increased by one or two metres (giving some increase in the reservoir flood routing capacity and the flow capacity through diversion structures).

For high head spillage, the maximum specific flow is determined by the maximum velocity acceptable for the block facing considered.

Pour les faibles dénivelées, le problème est complètement différent lorsque la vitesse maximale de l'écoulement définie par la charge d'eau reste inférieure à la vitesse maximale acceptable pour les blocs. Compte-tenu des faibles dénivelées, il n'est pas trop coûteux d'adopter un talus aval en pente douce et un revêtement constitué de blocs dont le diamètre équivalent est égal à environ la moitié de la dénivelée, pour des talus au fruit de 2 ou 3/1, supportera le déversement de n'importe quel débit. Ceci revient à dire que des enrochements sélectionnés de 2 à 5 tonnes pourront résister à une chute de 3 m et des cubes de béton de 20 tonnes à une chute de 5 à 6 mètres. Une telle protection semble susceptible de rester stable pendant une longue durée et peut effectivement être définie par des essais sur modèle. L'expérience tirée du comportement des digues maritimes (brise-lames) soumises à l'action des vagues peut fournir des informations utiles pour la conception de ces ouvrages.

Le batardeau amont de Cabora Bassa (cf. rapport français, Annexe 5) a supporté le déversement d'un débit spécifique soutenu de $50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sous 3 à 4 m de chute, la protection étant constituée d'enrochements rangés de 3 à 5 tonnes alors que les essais sur modèle concluaient à la destruction d'une telle protection pour des dénivelées supérieures à 4 m. Une disposition analogue a été adoptée pour le barrage P.K. Leroux en Afrique du Sud (41) avec des enrochements plus petits et une dénivelée plus faible. Dans les deux cas, un remblai érodable (digue fusible) surmontant de quelques mètres le batardeau amont augmentait la dénivelée juste avant le déversement (cette solution peut souvent être intéressante).

Les dénivelées admissibles semblent relativement faibles mais en répartissant la dénivelée totale entre les batardeaux amont et aval de telles solutions peuvent être économiques.

5.3.2.3 Protection par enrochements armés

Dans cette solution, la protection externe est assurée par une armature qui s'oppose à la destruction de l'enrochement par érosion ou concentration des infiltrations, et par de longues barres d'ancrage qui maintiennent l'armature et assurent la stabilité d'ensemble vis-à-vis du glissement du talus aval.

L'étude de la stabilité de tels massifs est analogue à celle des ouvrages déversants en enrochements non armés (et par conséquent plutôt approximative en raison de l'anisotropie et de l'hétérogénéité de l'enrochement), la stabilité de la protection externe soumise à des écoulements à grande vitesse est plus difficile à justifier par la théorie ou par des essais car la destruction est souvent provoquée par le déplacement des petits éléments de l'enrochement et la vibration de l'armature métallique qui dépend essentiellement de détails de conception et d'exécution ; la vitesse limite acceptable pour une telle protection (probablement entre 10 et 15 m/s) n'est pas bien définie et peut varier considérablement comme indiqué ci-dessus.

L'expérience résultant des ouvrages ayant subi des déversements est donc essentielle et le rapport australien (Annexe 1) qui comporte de nombreux exemples et détails de conception ainsi que la limite des débits admissibles est très précieux. Un grand nombre d'ouvrages de ce type ont été réalisés dans des sites où les conséquences d'une rupture possible étaient généralement limitées et l'étude comparative des succès et des échecs fournit la clé pour les futurs projets.

Sur environ 20 ouvrages qui ont déversé (dont 10 avec un débit spécifique relativement important), 5 ont été détruits ou sérieusement endommagés mais pour des raisons qui paraissent susceptibles d'être évitées à l'avenir (liaisons avec les rives, parties du talus non protégées, influence des éléments rocheux roulant sur le treillis métallique et provoquant sa destruction, etc...). L'influence des corps flottants, en particulier des glaces et des troncs d'arbres, semble toutefois difficile à éviter. D'après cette expérience, la plupart des projets actuels comportent des talus à pente plutôt raide (fruit de 1,3 ou 1,5/1) avec environ 50 kg d'acier par m^2 dont 25 % pour le treillis, 25 % pour les barres

The problem is completely different for low head spillage when the maximum velocity determined by the head of water is less than the maximum velocity acceptable by the blocks. Because it is not expensive to adopt a flat slope for low heads, any specific flow may be accepted by a block lining where the equivalent diameter of the blocks is about 50 per cent of the head water for slopes in the range of 2 or 3 to 1, this means that a selected 2-5 tons rockfill may accept about 3 m total head and 20 tons concrete blocks about 5-6 m. Such protection appears to have long term stability and may be precisely determined by model tests. Experience of breakwaters at sea under wave action may provide useful data for such designs.

The Cabora Bassa upstream cofferdam (cf. French report, App. 5.) did support a 50 m³/s per m specific flow under 3-4 m head with 3-5 tons rockfill protection although model tests indicated failure of such protection at heads in excess of 4 m. A similar system was used for P.K. Leroux Dam in South Africa (41) with smaller materials and lower head. In both cases, an erodable embankment (fusible plug) several metres high over the upstream cofferdam increased the differential water head before overtopping (a solution which may be considered in many cases).

Although the acceptable heads of water may be low, nevertheless by splitting between the upstream and downstream cofferdams an economic design may be achieved for a number of 2 stage schemes.

5.3.2.3 Reinforced rockfill

With this type of exterior protection, the rockfill is reinforced thereby preventing destruction by erosion or locally concentrated seepage when long anchoring bars may be used to anchor the external protection and ensure general stability against sliding of the downstream part of the embankment.

Design for general stability of reinforced rockfill is similar to that for unreinforced rockfill overtopped dams (and consequently rather imprecise due to anisotropy and dispersion of actual rockfill materials), the stability of exterior protection exposed to high velocities is even more difficult to assess either theoretically or by tests as failure is often caused by the movement of small materials and vibration of steel reinforcement which is largely dependent upon the detailed design and good construction practice; the limiting velocity for this type of protection (probably between 10 and 15 m/s) cannot be precisely determined and may vary considerably as stated above.

Experience of works which have actually been overtopped is consequently essential and the Australian report (App. 1) is of great value as it covers most of the examples and describes the evolution of design details and the extent of acceptable flows. A number of such structures have been built where the consequences of possible failure would be generally fairly limited and the comparison of success and failure is the key to future designs.

Of about 20 structures which have been overtopped (10 with substantial specific flows), 5 have been destroyed or seriously damaged but for reasons which would seem to be avoidable in the future (connections with banks, unprotected parts of the slope, rockfill rolling along the mesh and damaging it...) The effect of floating debris and especially of ice or large trees represent an unavoidable risk. Based upon experience of construction and operation, most of existing designs adopt a rather steep slope (1.3 or 1.5 to 1) with about 50 kg of steel per m² of which about 25 per cent is mesh, 25 per cent is longitudinal bars (generally 3 to 5 x 20 mm bars/m) and 50 per cent is anchorages—the length of which has progressively increased.

de renforcement longitudinales (généralement 3 à 5 barres de Ø 20 mm par m) et 50 % pour les barres d'ancrage dont la longueur a progressivement augmenté.

Il semble possible et tout à fait raisonnable d'accepter des débits spécifiques de 10 à 15 m³/s par m pour de fortes dénivelées totales (environ 20 m correspondant au record réalisé au barrage Googang) et des débits spécifiques beaucoup plus importants lorsque la vitesse admissible résulte de la dénivelée et non du débit (c'est-à-dire vraisemblablement pour des dénivelées totales inférieures à environ 10 m). Aucun ouvrage ne semble avoir résisté à des vitesses dépassant 15 m/s ou à des vitesses supérieures à 10 m/s pendant une longue durée.

La rupture de tels ouvrages semble être plus progressive que pour les batardeaux en enrochements non armés ce qui contribue à réduire le débit de pointe au cours de la rupture (cet élément a été pris en compte pour le projet du barrage Revelstoke au Canada).

Ces ouvrages sont relativement économiques et faciles à construire (en particulier dans des sites isolés) et devraient se multiplier à l'avenir ; ils nécessitent beaucoup de soins dans les détails de conception et d'exécution ; ils exigent de limiter les débits spécifiques pour les fortes dénivelées et d'éviter la présence de corps flottants de grandes dimensions.

Le revêtement de la partie supérieure par une protection en rollcrete devrait être une solution intéressante pour la construction et pour l'exploitation. Pour des vitesses plus élevées, un tapis de protection de blocs de béton préfabriqués pourrait être envisagé, sous réserve que les infiltrations à travers les blocs soit analogue à celles à travers l'enrochement.

5.3.2.4 Protection par revêtement en béton

L'expérience de protection par revêtement en béton est beaucoup plus limitée, vraisemblablement en raison d'une confiance quelque peu optimiste en des revêtements moins coûteux ou parce qu'on a longtemps répugné à placer une structure rigide à la surface d'un remblai (ce qui a également freiné les progrès en matière de masques amont étanches en béton armé). Un grand avantage du revêtement en béton est qu'il accepte des débits spécifiques importants, même pour de fortes dénivelées, d'où il résulte un coût acceptable par m³/s de déversement.

Il existe au moins quatre ouvrages réussis qui peuvent constituer des références :

- . le barrage Meak's Canyon, USA (hauteur : 46 m)
- . le barrage Riley's Creek, Australie (hauteur : 15 m) (épaisseur du revêtement en béton : 0,15 m ; débit spécifique : 5 m³/s/m)
- . le batardeau aval du barrage de Cabora Bassa (hauteur : 45 m mais exploité seulement sur 4 m de dénivelée avec un débit spécifique de 70 m³/s/m pendant plusieurs mois ; épaisseur du revêtement en béton : 2,5 m)
- . le batardeau du barrage Zhexi, Chine, conçu pour 25 m³/s/m sous 20 m de dénivelée et qui a effectivement déversé 10 m³/s/m.

Aucun incident ne semble avoir été signalé sur ces 4 ouvrages.

Le principe de tels batardeaux s'écarte de celui des protections par blocs ou par enrochements armés en ce sens que le revêtement est ici considéré comme étanche dans sa partie courante, les infiltrations éventuelles étant évacuées par un drainage en partie basse. La stabilité d'ensemble est donc plus facile à réaliser et les ancrages du corps de l'enrochement ne sont plus nécessaires.

Les points délicats d'un tel revêtement sont le risque de grandes fissures, de vibrations et le défaut de raccordement avec le pied aval. La tendance est d'armer fortement le revêtement dans le sens longitudinal et d'éviter ou de traiter

It seems possible and quite reasonable to accept specific flows of 10 to 15m³/s per m for high total falls (a 20 m corresponding to the best performance at Googang Dam) and much higher specific flows when the permissible velocity is fixed by the head and not by the flow (i.e. probably for total heads under about 10 m). It would appear that no works has withstood velocities in excess of 15 m/s or has withstood long term spillage at velocities over 10 m/s.

A progressive failure of this type of structure seems more likely than for an unreinforced rockfill cofferdam; this may reduce the peak downstream flow on failure (which was taken into account for the Revelstock scheme in Canada).

Use of such structures which are reasonably cheap and fairly easy to construct (especially in remote places) should increase in the future; it is essential to ensure good detail design and construction, and to limit specific flows for high heads and avoid large floating debris.

Replacing the crest of such structures by rollcrete protection may be advantageous for constructional and operational reasons. Designing special precast concrete blocks for exterior protection and anchoring them may be an attractive solution for higher velocities provided the anticipated seepage through these blocks is similar to the seepage through the rockfill.

5.3.2.4 Concrete facing

There is much less experience of concrete facing, possibly because other cheaper facings have been used (perhaps somewhat optimistically) or possibly because placing rigid structures over embankments has for a long time been considered unacceptable (which has also delayed progress on impervious R.C. upstream protection). A great advantage of a concrete facing is that it withstands very large specific flows even for high heads, which results in the diversion cost per m³/s of water being acceptable.

At least four successful projects may be referred to :

- . Meak's Canyon Dam, USA (46 m high)
- . Riley's Creek Dam, Australia (15 m high), concrete thickness : 0.15 m ; specific flow : 5 m³/s/m.
- . Cabora Bassa downstream cofferdam (45 m high but operating only under 4 m differential head at 70 m³/s per m for several months; concrete thickness : 2.5 m)
- . Zhexi cofferdam in China which was designed for 25 m³/s per m under 20 m differential head and in fact experienced a flood equivalent to 10 m³/s per m.

No problems seem to have apparently arisen on these 4 schemes.

The theory of such cofferdams is different from that of block protection or reinforced rockfill protection as the facing is assumed to be impervious and seepage through joints or possible cracks is collected by a drainage system beneath the rockfill. General stability is consequently easier to achieve and internal anchorages are not necessary.

Critical features of such facings are the risk of large cracks, vibration, and poor connection with the downstream toe. The tendency is to strongly reinforce the facing in the longitudinal direction and to avoid or specially treat the transverse joints.

spécialement les joints transversaux. Pour plusieurs raisons (vibration, réduction des sous-pressions, effets de l'eau dans les fissures ou les joints), l'épaisseur d'un tel revêtement ne doit pas être trop réduite dans le cas de gros débits ou de grandes vitesses et une armature longitudinale importante est nécessaire.

Malgré l'absence d'expérience, il pourrait être intéressant d'utiliser un revêtement en rollcrete, tout au moins pour les faibles et moyennes dénivelées. Sous réserve d'une épaisseur suffisante, un tel revêtement devrait pouvoir supporter de fortes vitesses et des débits élevés, présenter un risque admissible de fissuration et être bien adapté aux problèmes posés par les vibrations et les sous-pressions imprévisibles. Il n'est pas impossible qu'une telle solution puisse être adoptée dans l'avenir pour de fortes dénivelées.

5.3.2.5 Conclusions

En résumé, le déversement de débits spécifiques importants sur les batardeaux en enrochement peut être bien accepté sous réserve que les détails de conception soient basés sur l'expérience vécue ; l'utilisation des différentes solutions semble être conditionnée par la dénivelée totale, conformément aux indications suivantes :

. Enrochements calibrés jusqu'à environ	3 m
. Blocs de béton préfabriqués (20 tonnes) environ	5 à 6 m
. Enrochements armés	environ 10 m
. Revêtement en béton armé	environ 30 m

En outre, l'enrochement armé peut convenir pour des dénivelées plus grandes avec des débits spécifiques inférieurs à 10 à 15 m³/s/m. Un revêtement épais en rollcrete semble prometteur mais devrait d'abord être testé pour des dénivelées inférieures à 10 m.

Etant donné que le coût est généralement indépendant du débit spécifique, il peut être intéressant dans certains cas de concentrer le déversement dans la partie centrale du batardeau, ce qui présente également l'avantage d'éviter les difficultés de raccordement avec les rives. Dans tous les cas, la fondation et la protection du pied aval doivent être étudiées soigneusement.

En raison du large choix de solutions économiques pour les petites dénivelées et de la longueur du revêtement, le coût de la protection par m³/s/m augmente beaucoup avec la dénivelée et, dans la plupart des cas, il est plus économique de répartir la dénivelée entre les deux batardeaux, même au prix d'une augmentation de volume du batardeau aval.

Une étude comparative détaillée du coût de la protection par batardeaux déversants et de celui des ouvrages de dérivation supplémentaires doit être effectuée dans chaque cas mais il semble résulter de plusieurs telles études comparatives que le coût d'un revêtement spécial pour supporter le déversement ramené au m³/s représente généralement 10 % à 50 % du coût des ouvrages de dérivation supplémentaires correspondants.

5.3.3 DEVERSEMENT SUR BATARDEAUX EN TERRE

Il est exclu d'exposer directement un remblai de terre à un écoulement de moyenne ou grande vitesse mais le problème du déversement sur les batardeaux en terre n'est pas en principe différent de celui du déversement sur les batardeaux en enrochements. La crête et le parement aval de l'ouvrage concernés par le déversement sont analogues à ceux d'un batardeau en enrochements et le choix des solutions est analogue. Toutefois, les problèmes de drainage sous un revêtement en béton, de possibilité d'érosion à l'interface entre la terre ou la zone de tran-

For a number of reasons (vibration, reduced uplift, the effect of water in cracks or joints), the thickness of such facings should not be excessively reduced for high flows or velocities and substantial longitudinal reinforcement is necessary.

Although there is no experience at present, an attractive option could be to use a rollcrete facing in the future at least for low and medium heads. Provided the thickness of such a facing is substantial, it may be expected to withstand fairly high water velocities and specific flows; also any cracking should be limited and acceptable and not sensitive to vibration problems and unforeseen uplift pressures. It might even be possible to adopt a design of this type in the future for cofferdams with high heads.

5.3.2.5 Conclusions

To summarise the above, overtopping of rockfill cofferdams may well be acceptable for high specific flows provided the detailed design is based on past experience; design options depend on the total differential water head :

- . Classified rockfill up to about 3 metres,
- . Concrete precast blocks (20 tons) about 5-6 m,
- . Reinforced rockfill about 10 m,
- . Reinforced concrete lining about 30 m,

Moreover, reinforced rockfill may be used for higher heads for specific flows below 10 to 15 m³/s per m. A substantial rollcrete facing also appears attractive but should preferably be first tried for differential heads of less than 10 m.

Because, in most of cases, cost is independent of specific flow, it may sometimes be attractive to concentrate the spillage in the central part of the cofferdam, which also avoids the difficulty of connections with banks. In all cases, protection of the foundations downstream should be studied carefully.

Due to the larger number of low cost design options for low heads and to the length of facing, the cost of protection per m³/s per m rises considerably as the head increases; hence, in many cases, it may be cheaper to split the differential head between upstream and downstream cofferdams notwithstanding the extra volume of downstream fill required.

A precise cost comparison between the protection of overtopped cofferdams and special diversion structures should be made for each case but from a number of comparisons, it appears that the cost of facing to allow for overtopping for one m³/s is generally between 10 and 50 per cent of the inclusive cost of an appropriate special diversion structure.

5.3.5 OVERTOPPING OF EARTHFILL COFFERDAMS

Direct exposure of soft soils to water flowing at medium or high velocities is unacceptable but the problem of overtopping of earthfill cofferdams is not in principle very different from rockfill cofferdams. The crest and downstream part of the structure involved in overtopping is identical to a rockfill cofferdam and the fundamental solutions could be similar. However, problems of drainage under a concrete facing, of possible erosion at the interface between earth or transition fill and rockfill and of connecting

sition et l'encrochement et du raccordement en crête entre le revêtement et le noyau exigent une attention particulière. En l'absence d'encrochements, la protection peut être réalisée par des gabions pour de faibles dénivelées (inférieures à 5 m) et par un revêtement de béton pour les dénivelées plus importantes mais les zones de transition et/ou le drainage doivent être étudiés soigneusement et la pente du talus aval est normalement plus douce que pour les batardeaux en encrochements.

Des expériences intéressantes de revêtements en béton ont été effectuées en URSS (97) avec des développements ultérieurs. La rupture d'un batardeau en terre en Australie (26) a été attribuée vraisemblablement à un revêtement de béton trop mince et à un défaut des joints.

at the crest between the facing and the core require special attention. However where rockfill is not available, protection with gabions may be considered for low heads (under 5 m) and concrete lining for higher heads; however the appropriate transition drainage arrangements must be carefully designed, the acceptable slope being normally much flatter than for a rockfill cofferdam.

There has been some interesting experience with concrete facing in Russia (97) where further development is advocated. Failure of one earth cofferdam has been reported in Australia (26), probably due to the concrete slabs being too thin and inadequately interconnected.

6. FERMETURE DES OUVRAGES DE DÉRIVATION

La fermeture définitive des ouvrages de dérivation constitue une phase importante du programme de construction et doit être soigneusement étudiée et programmée. Le remplissage de la retenue ne peut commencer que lorsque toutes les acquisitions foncières dans le réservoir ont été réalisées, les populations relogées et les installations de chantier et ouvrages provisoires enlevés.

La fermeture de la dérivation doit être effectuée dans des conditions précises de débit, après qu'une étude hydrologique ait défini la période d'étiage la plus favorable (58).

Les opérations de fermeture de la dérivation peuvent être complexes et délicates à réaliser par suite de difficultés d'accès. Le projet doit prendre en compte toutes les difficultés susceptibles de se présenter telles que la présence, au moment de la fermeture, de bois, de glace ou d'autres matériaux. Des difficultés de fermeture de la dérivation ayant conduit à des retards dans le programme de construction, pouvant atteindre une année, sont exposées dans les références 29, 43, 87 et 88.

L'opération de fermeture est facilitée par la présence de deux galeries de dérivation, l'une étant maintenue en service pendant que les travaux de fermeture sont exécutés sur l'autre.

Parmi les moyens utilisés pour la fermeture des ouvrages de dérivation provisoire, on peut citer : vanne-batardeau métallique ou en béton, boule-batardeau en bois ou en béton, deux rideaux de poutrelles-batardeaux en béton entre lesquels du béton est coulé, batardeau semi-circulaire en béton, constitué d'éléments-voûtes prefabriqués, immergé devant la tête amont de la dérivation et éléments de grille devant lesquels on déverse successivement des enrochements, puis des cailloux, du sable et enfin de l'argile.

C'est à l'abri de ces ouvrages que peut être exécuté le bouchon en béton obturant définitivement le pertuis, la vanne de contrôle pouvant parfois être retirée pour réutilisation (27).

Ainsi qu'il a été signalé précédemment, certains ouvrages de dérivation provisoire peuvent être utilisés comme ouvrages définitifs après remplissage de la retenue. Dans ce cas, ils sont équipés de vannes qui permettent de réaliser la fermeture finale, ce qui réduit le coût et facilite le programme des travaux.

Des opérations de fermeture de dérivations par galeries sont décrites aux références 14, 23, 27 et 29 et par canaux aux références 35, 41, 48 et 98.

Il convient d'appeler l'attention sur quelques points particuliers : si une vanne-batardeau métallique ou en béton est utilisée pour réaliser la fermeture, il est impératif que cette vanne ne puisse être relevée avant que le pertuis ne soit définitivement obturé. L'accident survenu au barrage de Tarbela et dû à la cavitation est attribué à une telle fausse manoeuvre (99).

En second lieu, les parties fixes des vannes (feuillures, etc...), noyées dans le béton, sont généralement exposées pendant plusieurs années à des écoulements à forte turbulence et peuvent ainsi être endommagées avant d'être utilisées pour l'opération de fermeture. Pour toutes ces raisons, il est prudent de prévoir des

6. CLOSURE OF DIVERSION WORKS

The final closure of the diversion works is an important stage in the construction programme and must be carefully planned. Impoundment cannot begin until all the land in the reservoir area has been acquired, the population re-housed, and constructional plant and temporary works removed.

River closure must take place under closely specified conditions of river flow, after a hydrological study has determined the most favourable low water period (58)

The operations may be complex and difficult because of access problems. The designer must consider all the difficulties likely to arise such as the possibility of floating timber, ice or other matter hampering the work. Difficulties that have led to delays of up to a whole year are described in Refs. 29, 43, 87 and 88.

The operation is easier if there are two diversion tunnels, since one can be kept open while the other is being closed.

The physical methods of closing the diversion passages include steel and concrete bulkheads, large timber or concrete balls, two rows of concrete stoplogs with concrete poured between them, semi-circular concrete stoplogs dropped in front of the upstream portal, and screen panels in front of which rockfill is dumped, followed by smaller stone, sand and clay in that order.

Once these items are in place, the permanent concrete plug can be poured, and sometimes the control gate is removed to be used elsewhere (27).

As already stated some diversion conduits can be converted for permanent use after impoundment. In this case, they should have gates that can be used for final closure, an arrangement that reduces cost and facilitates the works.

Final closure operations are described in Refs. 14, 23, 27 and 29 for tunnels and 35, 41, 48 and 98 for diversion channels.

Attention should be drawn to a few specific points. If a steel or concrete bulkhead is installed to close off the diversion passage, there must be no danger that it could be lifted before the permanent plug is poured. The cavitation damage that occurred at Tarbela was attributed to this (99).

Secondly, gate seals, etc. embedded in the concrete are usually exposed to highly turbulent flows for several years and may suffer damage before closure. The openings may be blocked by pieces of waste concrete or steel or debris brought down by the river. For all of these reasons, it is prudent to provide

solutions d'urgence telles que des grilles métalliques devant lesquelles sont déversés des enrochements, puis des matériaux de plus en plus fins. Cette méthode a été utilisée pour les barrages de Guri (87, 88) et de Kariba (23).

Comme la fermeture est généralement effectuée dans un écoulement, l'organe de fermeture (poutrelles-batardeaux ou autres) doit être conçu en tenant compte des forces hydrodynamiques de soulèvement ; pour les projets importants un essai sur modèle est conseillé.

Après la fermeture, le niveau de l'eau peut s'élever rapidement et l'organe de fermeture (vanne, poutrelles-batardeaux, etc...) doit être calculé pour résister à la charge correspondant au niveau maximal pouvant être atteint avant l'obturation définitive de la dérivation.

Les besoins en eau à l'aval doivent également être pris en considération. Pendant l'opération de fermeture, des dispositions doivent être prises pour permettre l'exécution de lâchures à l'aval jusqu'à ce que les ouvrages de restitution définitifs soient en service.

some emergency alternative such as metal screens in front of which rockfill can be dumped and which will not be washed away, followed by progressively finer materials. This method was used at the Guri (87,88) and Kariba(23) dams.

Since closure usually takes place in flowing water, the stoplogs or other items must be designed with due allowance for hydrodynamic uplift forces . Model testing is advisable for large projects.

The head water level rises quickly after closure, and the stoplogs, etc . must be designed to resist the head from full reservoir level before the permanent closure work is completed.

Downstream water requirements must also be considered. During the closure operation, arrangements must be made for some flow to be released until such time as the permanent works are capable of discharge.

7. TENDANCES ACTUELLES POUR LA MAITRISE DE LA RIVIÈRE

- Pour les cours d'eau importants, l'emplacement et la structure des ouvrages définitifs doivent tenir compte des possibilités de maîtrise de la rivière pendant l'exécution des travaux : de ce point de vue, les ouvrages en béton sont préférables aux barrages en enrochements et plus encore aux barrages en terre. Les avantages résultant des facilités d'implanter les ouvrages complexes (usine, évacuateur de crues) dans des zones qui peuvent être facilement mises à sec, voire même en dehors du lit de la rivière, peuvent conduire à choisir un site où la vallée est plus large, le coût supplémentaire des ouvrages définitifs plus importants étant compensé par la réduction des coûts unitaires et un programme plus court et moins aléatoire.
- Les ouvrages définitifs sont généralement exécutés, soit en deux phases, soit en une seule phase, la rivière étant alors dérivée au préalable, de préférence par galerie (sauf pour les très grands débits ou si le rocher est de mauvaise qualité) ou par un canal dans le cas de gros débits, parfois en conduits sous barrage. Le coût et le délai d'exécution des ouvrages de dérivation, réalisés souvent en période de mobilisation du personnel et avec des moyens limités, sont souvent sous-estimés. On constate une tendance à réduire les débits maximaux dérivés et accepter le déversement sur les ouvrages en béton en cours de construction et parfois sur les batardeaux et barrages en enrochements.
- Au cours des 25 dernières années, la plupart des coupures sur lit naturel ont été exécutées à l'avancement (coupures verticales). Pour des dénivelées inférieures à 1 m, les coupures sont réalisées en utilisant surtout des matériaux de petites dimensions, jusqu'à 3 m du tout-venant de carrière et des enrochements classés, de 3 à 5 m en fin de coupure de très gros enrochements (s'ils sont disponibles) ou des blocs de béton préfabriqués (en général d'un poids unitaire de l'ordre de 20 tonnes afin de diminuer le volume total utilisé) à moins que la dénivelée ne soit répartie entre deux digues parallèles, chacune ne supportant qu'une fraction de la dénivelée et étant constituée d'enrochements de carrière. Le faible coût et les bons résultats de ces coupures bien étudiées conduisent à les utiliser également pour des dénivelées relativement importantes ce qui permet de réaliser des économies sur les délais et les coûts d'exécution des ouvrages de dérivation (réduction des sections ou augmentation des niveaux) et/ou d'autoriser l'exécution des coupures en dehors des saisons d'étiage.
- La hauteur des batardeaux atteint actuellement 50 m et même plus. Les voûtes-batardeaux sont souvent utilisées ; les batardeaux-poids en béton sont trop chers pour de grandes hauteurs mais l'utilisation du rollcrete peut être intéressante à l'avenir. Tous ces ouvrages sont fiables et économiques et acceptent le déversement de débits importants.

Les projets de batardeaux en remblai sont généralement différents de ceux des barrages classiques, les spécifications et le choix des matériaux sont souvent simplifiés, la préparation des fondations est généralement sommaire, on n'utilise presque jamais de galerie de drainage. Par contre, les volumes de matériaux nécessaires sont souvent plus importants. Lorsque l'ouvrage comporte un noyau étanche, son épaisseur est généralement plus importante que pour les barrages classiques mais les spécifications du matériau ne sont pas aussi strictes

7. CURRENT TRENDS IN RIVER CONTROL FACILITIES

- For large rivers, the location and arrangement of permanent structures should take in account the problems of river control during construction of the works; concrete dams are more suitable than rockfill and much more than earth dams. The advantages of locating complex structures (power plant, spillways) where dewatering is easy or in the bank itself, may result in the selection of a broader site in the valley instead of the narrowest, the increased cost of the more important permanent works being balanced by reduced unit cost and a shorter less vulnerable construction program.

- Permanent structures are generally realized either in 2 stages or in a single one, river being in this case previously diverted, preferable by an underground tunnel (except for very large flows or in very poor rock conditions) or by channel for large flows. The cost and the time required for construction of diversion works, which often have to be achieved during the mobilisation period when limited facilities are available, are often underestimated. There is a trend towards reducing the diverted maximum flows and to accept overtopping of concrete structures during construction, and sometimes of rockfill dams or cofferdams.

- Over the past 25 years most river closures on the natural river bed have been carried out using front end closures. Closures under 1 m head are made using fairly small sized materials. Closures up to 3 m are often achieved by quarry run or classified rockfill. Closures from 3 to 5 m differential head are achieved at point of closure by using very heavy rockfill, if available, or prefabricated concrete blocks (generally about 20 t to reduce the total volume) or are achieved by two parallel embankments, each retaining only a part of the differential head and using quarry run materials. The low cost and general success of well designed closures leads to the adoption of fairly high heads during closure with a consequential saving in construction time and in the cost of diversion structures (by reducing cross sections or raising levels) and/or permits closure operations beyond the low flow season.

- Cofferdams heights can reach 50 m or more. Arch cofferdams are sometimes used; gravity concrete cofferdams are too expensive for high cofferdams but use of rollcrete may become an attractive option. All these structures will allow the overtopping both safely and cheaply in the event of major floods.
The design of an embankment cofferdam is usually different from the design of a permanent dam, the specification and choice of materials often being relaxed, accepting reduced preparation or cleaning of foundations, usually using no drainage gallery, and sometimes needing larger volumes of material. When using an impervious core, the width of the core is generally much greater than for a permanent dam but the specification is less rigid and a number of such schemes have been carried out partly under water. Many designs rely on an impervious

et pour de nombreux ouvrages de ce type le noyau peut être réalisé en partie sous l'eau. De nombreux batardeaux comportent un écran central étanche (construit à sec ou sous l'eau) tel qu'une paroi en béton, un rideau de palplanches, une paroi moulée, un rideau d'injection, etc... L'utilisation de ces parois moulées et rideaux d'injections (seuls ou associés) tant en fondation que dans le corps du remblai est appelée à se développer dans un proche avenir.

Un certain nombre de batardeaux déversants en enrochements réalisés au cours des 10 dernières années ont donné lieu à des expériences positives mais aussi à des échecs. Toutefois, les causes de tels échecs ont été reconnues et peuvent être généralement évitées à l'avenir et l'économie importante correspondant à la possibilité de déversement (en prenant en compte les précautions nécessaires et un coefficient de sécurité raisonnable) peut, dans de nombreux cas, justifier une telle solution. L'utilisation d'un revêtement perméable (enrochements, blocs de béton, enrochements armés, etc...) doit permettre de résister à l'érosion externe ainsi qu'aux infiltrations internes et la stabilité de l'ouvrage doit tenir compte de la présence et de la circulation de l'eau à l'intérieur du massif. Un revêtement imperméable (béton armé, éventuellement rollcrete) permet de s'affranchir d'une partie des problèmes précédents mais le drainage interne doit contrôler d'une façon très fiable les infiltrations à travers les joints ou les fissures du revêtement de manière à s'opposer au développement de sous-pressions trop importantes sous le revêtement. Les limites d'utilisation, qui paraissent liées principalement à la dénivelée totale maximale, peuvent être estimées approximativement pour chaque type de revêtement. D'autres solutions ont été étudiées mais ne semblent pas avoir fait l'objet jusqu'à présent de développements importants.

En raison de la longueur et des limites d'utilisation du revêtement, le coût de la dérivation par déversement d'un m^3/s est au moins proportionnel à la dénivelée et il peut être plus avantageux de répartir la dénivelée entre les batardeaux amont et aval.

Pour un débit donné, le coût direct de la protection par déversement sur le batardeau est très souvent compris entre 10 % et 50 % du coût des ouvrages de dérivation correspondants. Toutefois, le coût indirect du déversement (perte de temps éventuelle pour la construction du barrage principal et protection du barrage en construction) doit être pris en compte pour définir le débit maximal des ouvrages de dérivation. La comparaison montre qu'en général il est préférable de dériver en galeries les crues des rivières à débit modéré pour la construction des hauts barrages en remblai, mais que pour les débits moyens à élevés le déversement sur les batardeaux doit être envisagé et que, par exemple, pour une même dépense totale, il peut être préférable de prévoir des ouvrages déversants pour toutes les crues supérieures à la crue de 5 à 10 ans plutôt que d'envisager des batardeaux non déversants en dérivant la crue de 20 ou 50 ans. Pour les cours d'eau dont le débit reste limité pendant la plus grande partie de l'année mais dont les crues sont concentrées sur une période limitée, il peut même être avantageux d'accepter un déversement annuel sur les batardeaux (et éventuellement sur le barrage en construction) et de ne prévoir en conséquence que des ouvrages de dérivation de faible importance.

- La fermeture définitive des ouvrages de dérivation (galeries, conduites, canaux) représente souvent une opération délicate et des difficultés éventuelles peuvent avoir des conséquences très coûteuses. Le projet doit en conséquence étudier très soigneusement toutes les éventualités et prévoir les remèdes correspondants.
- Les essais sur modèle sont très précieux pour tous les problèmes concernant la maîtrise de la rivière, notamment pour les ouvrages de dérivation et leurs raccordements à la rivière ainsi que pour les coupures sur lit naturel. Il est toutefois essentiel que les données prises sur le modèle soient bien représentatives du prototype, notamment pour ce qui concerne les cotes du terrain, la forme et la densité des matériaux et les courbes hauteur-débit. Il est également important de remarquer que certains phénomènes sont difficilement repré-

central membrane (built in the dry or under water) such as a concrete wall, sheetpiling, plastic diaphragm wall, grout curtain etc...Diaphragm walls and grout curtains (constructed separately or simultaneously) are likely to be further developed in the future for use in both the cut-off and in the core of cofferdams.

Experience over the past ten years of a number of rockfill cofferdams built to allow overtopping, has encountered both successes and failures. However, the reasons for such failures may be identified and generally avoided in the future; the large cost saving where overtopping is permitted (taking into account necessary improvements and adopting a reasonable safety coefficient) in many cases may justify this approach. Designs with a pervious facing (rockfill or concrete blocks, reinforced rockfill...) have to withstand external erosion as well as internal irregular seepage, the overall stability analysis having to take into account the presence and movement of water inside the embankment. Impervious facing (reinforced concrete, possibly rollcrete...) avoids the foregoing two problems but the internal drainage system has to safely control possible seepage through joints or cracks of the facing, and avoid excessive uplift pressures under the lower facing. The limitations on use, which relate mainly to the maximum total head, may be tentatively estimated for each of the above facings. Other designs or arrangements may be considered but none of these seem to have resulted in major advances up to now.

Due to the limitations on the use of facing, the cost of diversion by overtopping one m³/s, increases at least proportional to the differential head and it may be cheaper to split the head between the upstream and downstream cofferdams.

In most cases the direct cost of overtopping protection is between 10 and 50 per cent of the corresponding cost of diversion structures for the same flow. However, the indirect cost of overtopping (possible loss of time for construction of the main dam and protection of the dam under construction) has to be taken into account in deciding the maximum flow through diversion structures. The general conclusion is that for low flow high embankment dam it is preferable to divert the maximum flood through tunnels but that for medium to high flows, safe overtopping of cofferdams should be studied; it may, for instance, be preferable, for the same total cost, to accept overtopping for any flood beyond the 5 to 10 year return period rather than risk dangerous overtopping by a 20 or 50 year flood. When large floods may be expected for only a small part of the years, and flow is low most of the time it may even be desirable to accept yearly overtopping of cofferdams (and possibly of the dam under construction) thereby requiring only small diversion structures.

-The final closure of diversion structures (tunnels, conduits, channels) is often a difficult phase and if difficulties are encountered, remedial action may prove very costly. Designers should therefore study very carefully and provision for all foreseeable problems that might arise.

-Model tests are extremely useful in analysing most problems related to river control and especially for diversion structures including interaction with the river system and for closures on the natural river bed. It is, however, essential that appropriate parameters including the boundary conditions, density and shape of materials, and the relationship between water levels and river flows are correctly represented. It is also important to note out that certain problems are difficult to simulate in model tests (seepage

sentables sur le modèle (infiltration à travers les digues, vibration des éléments métalliques ou des voiles minces en béton, contraintes internes des matériaux, raccordement avec les berges, rupture éventuelle de gros blocs à leur mise en place, etc...). Pour ces différentes raisons, les essais sur modèle ne peuvent représenter de façon précise les possibilités de rupture, notamment pour les batardeaux déversants en terre ou en enrochement.

- La maîtrise des rivières de moyenne ou grande importance durant les travaux constitue souvent un problème complexe et les choix techniques ne sont pas évidents. Le présent rapport a tenté de définir quelques règles simples et de donner quelques valeurs numériques basées essentiellement sur l'expérience afin de faciliter les études préliminaires et l'optimisation globale des futurs projets et éviter certaines difficultés. Des solutions nouvelles ou le développement des solutions existantes doivent permettre d'aller plus loin, en particulier pour le déversement sur les batardeaux. Le but de ce rapport sera atteint s'il attire l'attention sur certains aspects pratiques et économiques du problème, s'il permet un choix étendu de solutions pour les projets futurs et s'il ouvre une plus large discussion sur les problèmes posés.

through embankments, vibration of steel units or thin concrete slabs, internal stresses within materials, junctions with the banks, ultimate fracture of large blocks, etc...) Due to these reasons, model tests may not show accurately possible failure especially for overtopping rockfill or earth cofferdams.

-Control of medium and large rivers during construction often raises complex problems and technical solutions may not be easy to determine. This report has tried to define some simplified rules and establish tentative design data based essentially upon experience, in order to facilitate preliminary studies and overall optimization of future schemes and to avoid problems. New methods or further development of present ones may lead to improved performance, more especially for cofferdams subject to overtopping. The objective of this report will be achieved if attention is drawn to some practical and economical aspects of river control during construction, to the wide issues raised, and to the large number of options open for future schemes.

BIBLIOGRAPHY — BIBLIOGRAPHIE

1. ICOLD PUBLICATIONS

PUBLICATIONS DE LA CIGB

1.1 9th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (ISTANBUL, 1967)

9ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (ISTANBUL, 1967)

Question 33 : Temporary and permanent provisions for the control of flows

Dispositions temporaires et permanentes pour contrôler les apports et le niveau de la retenue des barrages

1. SOUCEK, E., GAU, J.N. Spillways and closures for the large earth dams on the Missouri River, R3
2. THOMAS, A.R., GWYTHYR, J.R. Diversion of the River Jhelum during construction of Mangla Dam, R9
3. MIDGLEY, D.C. A flood risk analysis for choosing the height of a cofferdam, R11
4. LEARMONTH, F.M., BUTLER, N.J. Surface diversion of stream flows during construction of dams in Queensland, R49

Question 35 : Dams in earthquake zones or other unfavourable situations

Barrages dans des zones soumises aux tremblements de terre ou dans des situations exceptionnelles

5. LANE, R.G.T. Temporary dam construction under water and overtopped by floods, R4

1.2 10th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (MONTREAL, 1970)

10ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (MONTREAL, 1970)

Question 36 : Recent developments in the design and construction of earth and rockfill dams

Progrès récents dans l'étude et la construction des barrages en terre et en enrochements

6. IGNATYUK, G.L. Construction of rockfill dams in the Soviet Union with the use of directed blasting, R16

7. SHAND, N., PELLIS, P.J.N. Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams, R19
8. SHACKELFORD, B.W., LEPS, T.M., SCHUMANN, J.E. The design, construction and performance of Pit 7 afterbay dam, R24
9. HARTUNG, F., SCHEUERLEIN, H. Design of overflow rockfill dams, R35
10. MOREIRA MARTINS DOS SANTOS, L. Overtopping tests in model of Cabora Bassa cofferdams, R45

1.3 11th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (MADRID, 1973)

11ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (MADRID, 1973)

Question 41 : Flow control and energy control during construction and after completion

Contrôle des débits et de la dissipation de l'énergie pendant la construction et après la mise en service

11. MANAMPERI, H. de S. Flow control and energy control during construction and after completion : Polgolla diversion barrage, Mahaweli project, R1
12. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages. Détermination des crues de projet, R8
13. MITCHELL, W.R. River diversion arrangements for the Cethana power scheme, R9
14. SCHMIDT, C.A. Some recent Swedish experience of river diversion, R10
15. STANCHEV, St., ILIEV, S.P., AVRAMOV, G. Flood problems in dam construction and operation in the People's Republic of Bulgaria, R12
16. SARKARIA, G.S., HALL, C.E. Three-stage river control at a high arch dam, R15
17. RICHARDSON, G.D. Diversion during construction of Dworshak Dam, R18
18. DJORDJEVIC, V. Dérivation et évacuation des eaux du Danube et résolution du problème de navigation au cours de la construction du système hydro-énergétique et de navigation de Djerdap, R24
19. BROZA, V. Dérivation provisoire de l'eau pendant les travaux de construction des barrages en terre et en enrochements, R27
20. HOSODA, K., ARAKI, M., KISMIZUKA, A. The Tone Estuary dam, R28
21. DIACON, A., VASILIA, A., CLENC, V. Le contrôle des débits et de la dissipation de l'énergie au système hydro-électrique et de navigation des Portes de Fer, R30
22. WEBSTER, K.C. Spillway design and river diversion for the Ord river dam, R31
23. Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages. Méthodes de dérivation pendant la construction, R32

24. ROMER, H. Diversion methods during the construction of dams on rivers, R41
25. MANZANARES ABECASIS, F., DE CARVALHA QUINTELA, A., CONCALVES HENREQUES, R., MOREIRA DOS SANTOS, L. Temporary river diversion. The case of Cabora Bassa, R45
26. JOHNSON, R.B. Spillway types in Australia and factors affecting their choice, R46
27. GRIFFITHS, P.T.A., EDMONDSON, R.F. Diversion closures by the Hydroelectric Commission of Tasmania, Australia, in its Mersey-Forth and Gordon river power developments, R47
28. ALBERT, P., HAUSSER, R., LARIVIERE, R. Dérivation provisoire de l'aménagement de Manicouagan 3, R52
29. MURTHY, Y.K., BALASUBRAHAMANYAM, S. RAMA RAO, M.S. Flow control during construction of Nagarjunasagar Dam, R57
30. MURTHY, Y.K., SRIVASTAVA, J.N., SRIVINAVASA, B.S. Diversion of flow during construction of Balimela earth dam, R58
31. PATEL, C.C. Diversion of floods in the Tapi River during construction of Ukai Dam, R59
32. VENKATA RAO, M. Srisaillam Dam. Diversion methods during construction, R60
33. GOYAL, K.C., MAHESHWAI, K.M., JOSHI, V.K. BHATIA, D.L. River closure flow and energy control at Ramganga Dam, R61
34. OLIVIER, H. Some aspects of major river diversion during construction, R63
35. PEIRONCELY, J.N., ZULUETA, A. Diversion of rivers in dam construction, R64
36. COLL ALAS, M., MENDANA SAAVEDRA, F. Diversion systems and types of cofferdams, R67
37. DUELO, C. Flow-control during construction when partial storage is foreseen before completion of dam concreting work, R69
38. DRONKERS, J.J., VENIS, W.A. Hydraulic and soil-mechanical aspects of enclosures in estuaries, R75
39. BIEZEVELD, N. Closing a dam on an estuary, R81

1.4 12th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (MEXICO, 1976)

12ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (MEXICO, 1976)

Question 44 : Problems associated with special types of fill dams

Problèmes posés par les barrages en remblai de type spécial

40. FRITSCH, R., LE MAY, Y., DUPAS, J., FENOUX, G., TAYLOR, J. Nouvelles méthodes de conception et techniques de réparation de digues en remblai, R4

1.5 13th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (NEW-DELHI, 1979)

13ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (NEW-DELHI, 1979)

Question 50 : Large capacity outlets and spillways

Vidanges et évacuateurs de crue de grande capacité

41. MELLISH, A.R., FREY, J.P. A river diversion scheme for the Orange River at P.K. Le Roux Dam, R2
42. KNAUSS, J. Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams. A comparison of different model test results, R9
43. LINDWALL, C. Closure of the diversion tunnels at the Kafue Gorge Dam in Zambia, R16
44. HIRATSUKA, A., HIRAYAMA, S. Care of river method at Funagira Dam equipped with large-sized gates, R26
45. SAGAR, B.T. Safe practices for high head outlet gates, R27
46. QUINTELA, A.C., FERNANDES, J.S. CRUZ, A.A. Barrage de Cabora-Bassa. Problèmes posés par le passage des crues pendant et après la construction, R41
47. CWI VEDI, N.K., KAUSHIK, J.P. Selection of diversion works at Ramganga River Project, R49

Communications

48. COTRIM, J.R., MEDAGLIA, L., SARKARIA, G.S. Design and construction techniques for Itaipu cofferdams, C6

1.6 14th INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS (RIO DE JANEIRO, 1982)

14ème CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES (RIO DE JANEIRO, 1982)

Question 52 : Safety of dams in operation

Sécurité des barrages en service

49. J.G. DUSSAULT, C. MARCHE, T.T. QUACH, L. CARBALLADA. L'étude du comportement des ondes de rupture de barrage : une donnée essentielle pour les mesures de protection civile, R12
50. Groupe de travail du Comité Français. Bases techniques des plans d'alerte destinés à faciliter la protection des populations en aval des barrages, R74

Question 55 : Material and construction methods for embankment dams and cofferdams

Matériaux et méthodes de construction des barrages et des batardeaux en remblai

51. SCHOBER, W. Concrete core diaphragm walls for high embankment dams, R12

52. SHRADER, E.K., THAYER, H.J. Willow Creek dam - A roller compacted concrete fill, R26
53. DOS SANTOS, O.G., ADILSON L. BARBI, SOERENSEN, A.J.A., SONODA, A. Quality control and instrumentations of clay core placed in deep water for Itaipu cofferdams, R50
54. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages. Organes minces d'étanchéité sur le parement amont ou dans le corps de la digue , R52
55. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages. Adaptation des méthodes de construction et de conception des barrages en remblai aux matériaux disponibles sur le site, R54
56. VILLEGAS, F., Difficulties during construction of the Punchina cofferdam, R60

1.7 BOOK

OUVRAGE

57. International Commission on Large Dams. Lessons from Dam Incidents, 1974, p. 399

2. OTHER BIBLIOGRAPHICAL SOURCES

AUTRES SOURCES BIBLIOGRAPHIQUES

2.1 AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

Journal of Power Division

58. SCHILLING, A.A. River diversion for Boundary Dam, J. Power. Div. Amer. Soc. Civ. Engrs. June, 1970
59. PRATT, H.K. Diversion at Portage Mountain Project, J. Power Div. Amer. Soc. Civ. Engrs, June 1970
60. BECK, E.J. Mossyrock Project - river diversion and care of fish, J. Power Div. Amer. Soc. Civ. Engrs, January, 1971

Journal of Hydraulic Division

61. PEARCE, R.O. Hydraulic design of Dworshak Dam diversion facilities, J. Hyd. Div. Amer. Soc. Civ. Engrs. January, 1968
62. HIEMSTRA L.A.V. and FRANCIS, D.M. Runhydrographs for prediction of flood hydrographs J. Hyd. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs, 107, Hy6, 1981

Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering

63. JOHNSON, H.A. Flow through rockfill dam, J. Div. Soil Mech. Foun Engg. Amer. Soc. Civ. Engrs. February 1971

Journal of Construction Division

64. PELLIS, P.J.N. Reinforced rockfill for construction flood control, J. Constr. Div. Amer. Soc. Civ. Engrs. March 1978

Journal of Waterways and Harbours Division

65. SWATEK, E.P. Cellular Cofferdam Design and Practice, J. Waterways and Harbours Div. Amer. Soc. Civ. Engrs, Vol. 93, August 1967

Transactions

66. WEISS, A. Construction technique of passing floods over earth dams, Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs., Vol. 116, 1951

2.2 PROCEEDINGS OF THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS

67. BERTLIN, D.P. and OLIVIER, H. Owen Falls (Uganda) construction problems. Proc. Instn. Civ. Engrs. Nov. 1954
68. OLIVIER, H. Through and overflow rockfill dams - New design techniques, Institution of Civil Engineers, paper 7012, Vol. 36, March 1967, pp. 433. 471. Discussion pp. 855.888

2.3 ENGINEERING NEWS RECORD

69. Cofferdamming the Columbia at Rock Island, April 30, 1931
70. WARREN, L. Cofferdams and stream control at Jordan Dam, Alabama, May 14, 1931
71. Huge blast turns river into diversions tunnels (Hoover Dam) December 15, 1932
72. Constructing the first cofferdam, August 1, 1935
73. GRIMM, C.J. Cofferdams in swift water for Bonneville Dam, September 5, 1935
74. Jetty construction methods used to repair Bonneville cofferdam, October, 1936
75. Program for Grand Coulee's second cofferdam, October 1, 1936
76. Serious leak checked in cofferdam at Grand Coulee, April 22, 1937
77. Anchored rocks aid river diversion, February 16, 1939
78. MAY, D.C. River diversion at Shasta Dam, September, 9, 1943
79. PRICE, W.P. Diversion is the big job at Canyon Ferry Dam, August 3, 1950
80. Mc Nary Dam diversion's toughest part, December 14, 1950
81. Closing Fort Randall Dam hydraulically, August 14, 1952

- 82. Third-stage diversion at Canyon Ferry Dam, October 30, 1952
- 83. Garrison Dam event has minor crisis, April 23, 1953
- 84. Chief Joseph arises, June 18, 1953
- 85. Closure method is set at Gavins Point, March 31, 1955
- 86. CARR, J.R. Men and machines beat a river, August 14, 1958
- 87. Kaiser fights Guri's leaky gates, February 6, 1969
- 88. Guri's stuck gates : a fight they had to win, August 28, 1969

2.4 CIVIL ENGINEERING

- 89. THATCHER, J.R. Twelve-ton tetrahedrons close cofferdam for McNary Power-house and Spillway, Civil Engineering June 1951
- 90. PATTERSON, J.H. Taming the Long Sault Rapids, Civil Engineering, June 1956
- 91. TORPEN, B.E. Large rocks in river control works, Civil Engineering, September 1956
- 92. ENGSTROM, U.V. Innovations at Wanapum Dam, Civil Engineering, October 1963
- 93. HENRY, K.A. Earth dam built without dewatering, Civil Engineering, January 1971, p. 37-39
- 94. WRIGHT, E.V. Unique methods solve cofferdam closure problem. Civil Engineering, November 1971

2.5 WATER POWER

- 95. MACGREGOR, W., LEE, T.A., HANCOCK, P.H.D. River diversion at Furnas, Water Power, September 1967
- 96. MEIDAL, P., WEBSTER, J.L. Mica : one of the world's largest structures, Water Power, Vol. 25, June 1973
- 97. PRAVDIVETS, Y.P., SLISSKY, S.M. Passing floodwaters over embankment dams, Water Power, July 1981

2.6 WORLD WATER

- 98. World Water. Morocco's approach to water projects, May 1979
- 99. World Water. Tarbela designers "were warned about cavitation dangers", March 1981

2.7 HYDROTECHNICAL CONSTRUCTION

100. DAVYDOV, S.A., STRAUSMAN, R. YA., SHIFRIN, E.J. Blast-filling of the Vakhsh River cofferdam, Hydrotechnical Construction, May 1969
101. MEDVEDEV, P.A. Damming of the Vakhsh River and discharge during construction at the site of the Nurek Hydroelectric Plant, Hydrotechnical Construction, May 1969
102. MALAMUT, D.L., MASLYAKOV, G.M., GOLUBEV, N.K. Results of damming the Volga at the site of the Astrakham Water Divide by the hydraulicfill method, Hydrotechnical Construction, November 1976

2.8 TRAVAUX

103. CABANIUS, J. MAIGRE, R. Le barrage de Serre-Ponçon, N° spécial du 6ème Congrès des Grands Barrages, N° 286 Travaux, Août 1958
104. GUELTON, M., BALDY, P. Le barrage de Serre-Ponçon. N° spécial du 7ème Congrès des Grands Barrages, N° 319 Travaux, Mai 1961
105. DOMENJOUR, L. et FRITSCH, R. Construction du barrage de RHINAU, Travaux, Avril 1964
106. RACT-MADOUX, X., COTILLON, J. et LE MAYS, Y. Les barrages mobiles en rivière, Travaux, Juin 1970
107. FRITSCH, R. et LE MAY, Y. La chute de Gamsheim sur le Rhin, Travaux, Mai 1975

2.9 MISCELLANEOUS

DIVERS

108. SMITH, G.R. Carefully placed rock dams the Mississippi, Construction Methods, November 1962
109. DUHOUX, L. Fermeture de la Rance : déroulement des travaux et analyse des observations, La Houille Blanche, n° 4, 1964
110. RODIER, J.A. and FRANCOU, J. Essai de classification des crues maximales Proc. Symp. on Floods and their computation, Leningrad, UNESCO, Aug. 1967
111. IBASH, S.V. and KHALDRE, K.Y. Hydraulics of river channel closure. London. Butterworths, 1970 (originally published Moscow, 1959)
112. United States Bureau of Reclamation. Design of Small Dams. Chapter XI Diversion during construction. U.S. Government Printing Office, Washington, 1974
113. HAIMES Multi-objective optimizations in water resources systems : The Surrogate Worth Trade-off Method, Elsevier, 1975
114. MAHMOOD, K. and YEVJEVICH, V. Unsteady flow in open channels (3 volumes) Water Resources Publications, Fort Collins, U.S.A., 1975
115. FOKKEMA, A., SMITH, M.R., FLUTTER, J. Googong Dam flood diversion and embankment protection during construction, Ancold Bulletin, October 1977

116. Rhodesian National Committee on Large Dams, reply to SANCOLD circular letter, September 1978
117. DAVIES, A.G. The design and construction of the P.K. le Roux Dam, The Civil Engineer in South Africa, October 1978
118. Hydrologic Engineering Center. Corps. of Engineers, U.S. Army, Davis, California. Hydrologic engineering methods for water resources development. Vol. 3. Hydrologic Frequency Analysis
119. Hydrological Research Unit, University of the Witwatersrand, Johannesburg. Design flood determination in South Africa, Report N° 1/72
120. Water Affairs, Forestry and Environmental Conservation. Maximum flood peak discharges in South Africa : An empirical approach (Z.P. Kovacs)
121. FILHO, W.J. Optimal risk for designing diversion works of hydropower schemes, 20th Congress of IAHR, Moscow, September 1983
122. FOOKES, R.W.J. Diversion structures for Hydro Electric structures, 2nd Australian Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, 1965
123. The Chinese National Committee on Large Dams. Dam construction by the Chinese People, 1979.

ANNEXES — APPENDICES

- 1 : Rapport du Comité Australien (en anglais).
Paper by the Australian Committee (in English).
- 2 : Rapport du Comité Brésilien (en anglais).
Paper by the Brazilian Committee (in English).
- 3 : Rapport du Comité Canadien (en français).
Paper by the Canadian Committee (in French).
- 4 : Rapport du Comité Chinois (en anglais).
Paper by the Chinese Committee (in English).
- 5 : Rapport du Comité Français (en français).
Paper by the French Committee (in French).
- 6 : Rapport du Comité Français (en français).
Paper by the French Committee (in French).
- 7 : Rapport du Comité Soviétique (en anglais).
Paper by the USSR Committee (in English).

RIVER CONTROL DURING CONSTRUCTION
Report presented by the Australian National Committee

SUMMARY

The report, based on 54 applications in Australia and other countries, traces the development of protecting rockfill dams against flood overtopping by the use of steel mesh anchored to the downstream face. Reasons for employing this form of protection are examined and a summary of the approach to design and stability analysis, including the use of hydraulic models, is given.

RESUME

Basé sur 54 applications en Australie et dans d'autres pays, le rapport retrace le développement de la protection des barrages en enrochements contre le déversement par l'utilisation d'une armature en treillis métallique ancrée sur le parement aval. Les raisons justifiant l'utilisation de ce type de protection sont examinées et un résumé est donné de la conception et des calculs de stabilité, y compris l'utilisation de modèles réduits hydrauliques.

REPORT ON MESH PROTECTION
OF ROCKFILL DAMS AND COFFERDAMS

Contents

1. Introduction
2. Applications
3. Development and experience
4. Summary of experience
5. Reasons for employing mesh protection
6. Mesh protection level
7. Design of downstream face protection systems
8. Hydraulic model tests
9. Stability analysis for downstream face protection

References

Appendix - Rockfill dams (and cofferdams) in which mesh protection has been employed.

1. INTRODUCTION

This report has been prepared by the Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) for inclusion as an annex to "River Control during Construction" which is a major report by the ICOLD Committee on the Technology of Dam Construction. The report was written by Messrs. M.D. Fitzpatrick and F.L. Kinstler of the Hydro-Electric Commission, Tasmania and reviewed by Mr. R. Dickson, of the State Rivers and Water Supply Commission, Victoria.

The report deals almost entirely with the various aspects of mesh protection of rockfill dams and cofferdams because of the strong interest expressed by the ICOLD Committee in Australian experience with this form of protection. Although most of the applications of mesh protection have been in Australia what data are available on those in other countries are also presented.

Although most of the accumulated experience on mesh protection is from applications to the downstream face of rockfill dams and not cofferdams, it is quite appropriate for this experience to be included in discussion on cofferdams because this form of protection of the main dam constitutes as much an integral feature of a river diversion arrangement as the cofferdams themselves. Cofferdams serve the dual functions of providing a dry river bed for foundation preparation and flood protection for main dam construction up to cofferdam crest level. On the other hand, mesh protection of the dam relieves the cofferdams of their flood protection duty and this enables the diversion capacity to be selected solely with regard to the relatively short time required for foundation preparation; the diversion capacity and hence the size of the diversion works is usually substantially smaller for a rockfill dam with mesh protection than without it.

There have been over 50 known applications of mesh protection. An attempt is made to trace the design development of mesh protection systems. Reasons for employing mesh systems and factors influencing the mesh protection level selected for a dam are considered. A resumé of the approach to design and stability analysis including the use of hydraulic models is also given.

In gathering information on applications in South Africa and Zimbabwe a most interesting item was communicated in a letter from G.P. Carmichael in Pretoria, South Africa. He wrote,

"After reaching retirement age in the Ministry of Water Development, Zimbabwe, I was employed by the Directorate of Water Affairs in South Africa, mainly on dam safety inspections. One of the first dams I inspected was Bellair Dam. Having regarded myself as the pioneer in Rhodesia of flow over 'reinforced-rockfill' as a means of passing floods over a partially

completed embankment during construction, I felt cut down to size when I visited Bellair Dam and saw that this method had been used there 60 years previously! Being in a low rainfall area the binding wires are still in perfect condition. I send you therefore completed proformas showing the case history of Prins River Dam (1918) and Bellair Dam (1920) both of which are located in the Republic of South Africa."

So far as is known these are the first applications of mesh protection. They were both overtopped and demonstrated that erosion of the downstream face could be prevented by placing heavy stone pitching in wire nets.

After the first overtopping at Prins River Dam during construction, when extensive damage was done, it was decided to place heavy stone pitching in wire nets on the downstream face. Subsequent overtoppings during construction sustained very little damage.

At Bellair Dam a low portion in the embankment was left for the passage of floods during construction. This gap and the corresponding portion of the downstream face was armoured to prevent erosion. The armouring was "composed of stones having a mass of 140 to 280kg, and was constructed throughout in stout wire netting made of 5mm wire with 250mm meshes taken through the stone at 1200mm, in every direction, and thoroughly laced together." The low portion of the embankment was overtopped by floods on several occasions with no damage reported.

2. APPLICATIONS

Some 54 applications of the use of a mesh protection system on a cofferdam or dam have been identified. A dissection of these is as follows:

Country

41 in Australia

13 in other countries as listed:

<u>Dam</u>	<u>Country</u>	<u>Year completed</u>
Prins River	South Africa	1918
Bellair	South Africa	1920
San Ildefonso	Mexico	1942
Sirinumu	Papua-New Guinea	1963
Pit 7 Afterbay	United States	1965
Bridle Drift	South Africa	1967
Lesapi	Zimbabwe	1972
Xonxa	South Africa	1974

<u>Dam</u>	<u>Country</u>	<u>Year completed</u>
Siya	Zimbabwe	1976
Aslantas (cofferdam)	Turkey	under construction
Revelstoke (cofferdam)	Canada	under construction
Kho Laem	Thailand	under construction
Batang Ai (cofferdam)	Malaysia	under construction

A complete list of all applications appears in the Appendix.

Type of Application

upstream cofferdams	19	(4 associated with a concrete main dam, 5 with a rockfill main dam without downstream face protection and 10 with a rockfill main dam with downstream face protection)
main dams	35	

Completion

upstream cofferdams	15	completed	4	under construction
main dams	27	completed	8	under construction

Overtopping

In the 42 completed applications, 22 structures have been overtopped by floods; they are:

- San Ildefonso
- Meadowbank (cofferdam)
- Repulse (cofferdam)
- Borumba
- Sirinumu
- Pit 7 Afterbay
- Bridel Drift
- Cethana (cofferdam)
- Cethana (main dam)
- Paloona (cofferdam)
- Paloona (main dam)
- Lesap
- Xonxa
- Ord River
- Moochalabra
- Monduran
- Siya
- Googong
- Mackintosh (cofferdam)
- Mackintosh (main dam)

Failure

Of the 22 structures overtopped 5 failed:

- Repulse (cofferdam)
- Bridle Drift

Failure (Cont)

Cethana
Paloona (cofferdam)
Xonxa

3. DEVELOPMENT AND EXPERIENCE

Like so many techniques in dam construction, the technique of protecting rockfill dams against flood overflow by means of a mesh system on the downstream face has developed with each application. During the progress of development, which by no means has ceased, design methods, mesh details and experience gained have been reasonably well reported in technical literature and have formed the basis for each fresh application. This pattern is evident when the various applications are reviewed in chronological sequence, making due allowance for modifications that are necessary to suit particular site conditions and hydrological circumstances in each case.

An attempt is made below to trace the development of mesh protection by selecting, from the 54 known applications, those that appear to have formed the significant steps in the advancement of the technique. Each step taken has not always been successful but experience gained from failures is always valuable and some emphasis is given to these.

San Ildefonso Dam (1939)

The initial application of anchored steel mesh protection of a rockfill dam against flood overtopping can be credited to Weiss (1950) who has described its use on the downstream face of San Ildefonso dam in Mexico in 1939. At the time, the contractor was behind programme and would not have been able to construct the embankment to the desired safe level prior to the onset of the wet season. It was therefore decided to allow the contractor to proceed with placing rockfill provided he incorporated a mesh protection on the downstream face.

The mesh system is shown Fig. 11. The mesh was made from 20mm bars with an opening size of 300mm by 1200mm in conjunction with coarse rock on the downstream face. Anchors were also from 20mm bar 4m long and spaced at 900mm vertically and 1200mm horizontally. Weiss' intuitive feel for what was required was remarkable as testified by the embankment successfully withstanding two fairly substantial overtoppings when at a height of 22m. The only defect found was a slight bulging along the toe and this was put down to insufficient anchorage. Subsequent work 20 years later confirmed that Weiss' anchors were a little too short. Probably what saved the embankment from more substantial bulging was that a reasonable depth of tailwater was present when the dam was overtopped.

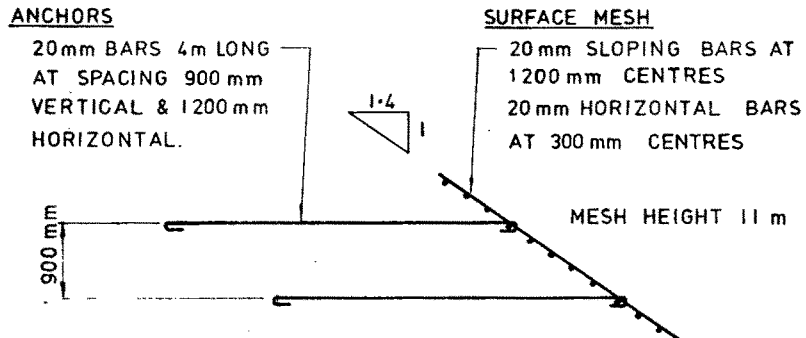


FIG 1 SAN ILDEFONSO DAM

Meadowbank and Repulse Cofferdams (1962)

In the early 1950's Wilkins (1956 and 1963) foresaw the possibility of incorporating a system such as that used by Weiss as a design feature of rockfill cofferdams and dams. He carried out model studies on flow through rockfill and on erosion and stability protection of the downstream face of rockfill embankments.

Following his early work Wilkins (1956) reported the design of a mesh protection system for Wayatinah B Dam in Australia; the system was similar to that at San Ildefonso Dam. However, after the publication of Wilkins' paper it was found that the critical section of the dam could be constructed in the dry season to a "safe" wet season level and the mesh was not installed.

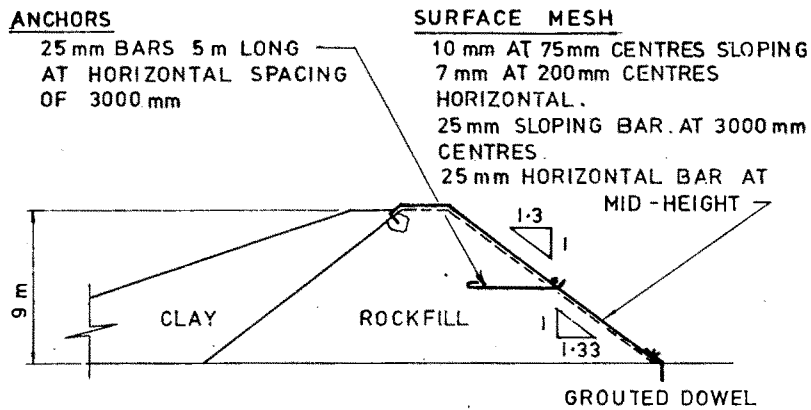


FIG 2 MEADOWBANK COFFERDAM

Wilkins' next application was to the upstream cofferdam for Meadowbank Dam. Due to construction constraints it was necessary to build the 9m high cofferdam in two 4.5m lifts and for this season anchors, as shown Fig. 2, were installed only at mid-height. This was followed soon after by the upstream cofferdam for Repulse Dam and, as shown Fig. 3, substantially more anchorage was installed.

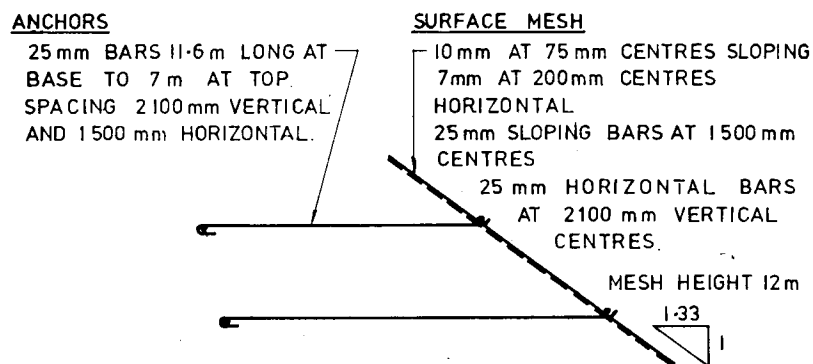


FIG 3 **REPULSE COFFERDAM**

These cofferdams were on the same river within 30km of one another and both were overtopped by a flood in August, 1964. A brief account has been given by Wilkins (1965).

Because of insufficient anchorage Meadowbank cofferdam bulged significantly above the mid-height anchor. At Repulse the right abutment of the cofferdam was a vertical concrete flume diversion wall; failure at this junction took place due to inadequate securement of the surface mesh to the wall. Rockfill washed out and a breach developed over approximately one third the length of the cofferdam. The remainder of the cofferdam suffered only minor damage. This overtopping was regarded as a satisfactory test of the mesh system used at Repulse and highlighted the need for adequate perimetral securement of the surface mesh.

Borumba and Sirinumu Dams (1963)

At about the same time as the Meadowbank and Repulse cofferdams were being built, two other applications were in progress at Borumba and Sirinumu Dams. The system used at each dam was based on that used by Weiss at San Ildefonso but with increased anchor length; the anchor length adopted was checked by hydraulic model test carried out by Speedie et al (1967). Fig. 4 shows the system used at Borumba.

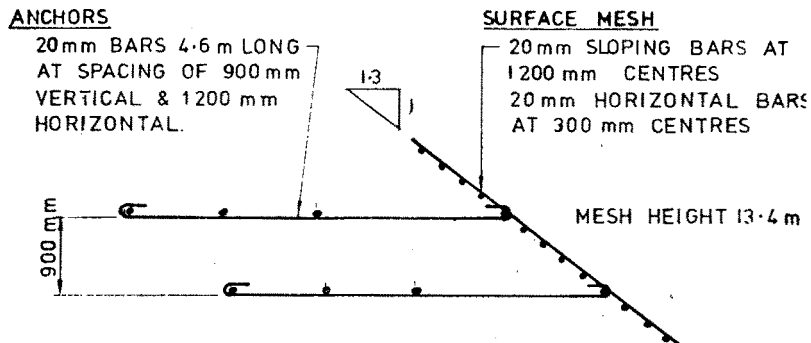


FIG 4 BORUMBA DAM

Borumba Dam was overtopped three times during installation of the mesh, once to a depth of 2.7m over the crest and twice to a depth of 2.1m. Only minor damage occurred and this was caused by timber debris from upstream and loose rockfill which had been stockpiled above the level of the mesh. A slight bulging was evident but in other regards the performance was quite satisfactory. The design and construction of Borumba has been described by Robson and McMahon (1964) and the overtopping performance by Learmonth and Butler (1967).

At Sirinumu Dam the mesh system was subjected to one small overtopping during construction and no damage resulted.

Pit 7 Afterbay Dam (1964)

Pit 7 Afterbay Dam, completed in 1965, is the only dam in which the mesh protection system has been designed as permanent (viz. 75 year life). Of height 11m the function of the dam is to smooth out power station discharge in the 1.6km reach of the Pit River between the dam and Lake Shasta. The design and mesh details were based on Australian experience to that time and have been described by Shackelford et al (1970). Mesh bars and anchors were oversized as a corrosion allowance and also galvanised. It is interesting to note that the designers reversed previous practice by adopting closely spaced sloping bars and widely spaced horizontal bars. The surface mesh comprised 22mm sloping bars at 300mm centres and 22mm horizontal bars at 3000mm centres. Anchors were 22mm by 12m long bars at the base to 6m long at the crest and spaced at 850mm vertically and 900mm horizontally.

In the period 1965-68 Shackelford et al report that flow took place mainly through the rockfill and not over it; there were few periods of prolonged overtopping. Some wear and dislocation of bars took place and about 1 000 m³ of rockfill was lost from the downstream face. There was also some

slight bulging of the lower part of the face accompanied by complementary sagging of the upper part, neither of which exceeded one metre. Lost rock was replaced in 1968 and additional bars incorporated in the mesh to inhibit further loss of rocks.

Rowallan Dam (1965)

In the applications prior to Rowallan no attempt was made to guard against a progressive, or domino type, failure of the system by protecting the top layer of rock fill as it was placed. Without protection the top layer can be eroded away to uncover the top row of anchors; once uncovered these anchors became non-functional so that in turn the next layer down becomes vulnerable to erosion; and so on. It is not difficult to envisage such a failure progressing through several layers or even for the full height of the embankment if the overtopping flood is of significant size and duration.

The system for protection of Rowallan Dam was specifically designed to preclude the possibility of progressive failure by cranking the anchors as illustrated Fig. 5. Once lift stage 2 is placed the top anchor bar is effective and the top layer is secure in event that the next lift stage 1 is eroded as it is being placed. On the basis that lift 1 would only be vulnerable for a short time a very light surface mesh was used. This mesh also had the advantage, by virtue of its small opening size, of retaining small size rock particles.

Rowallan Dam with its light surface mesh was not overtopped but by 1970 three failures of relatively light surface mesh applications had occurred at Bridle Drift Dam, Cethana Dam and Paloona cofferdam.

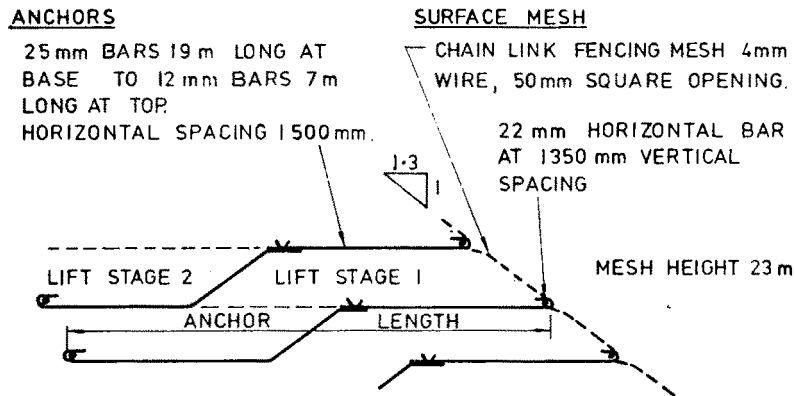


FIG 5 ROWALLAN DAM

Bridle Drift Dam (1966)

The mesh protection system for Bridle Drift Dam has been described by Shand and Pells (1970) and is shown Fig. 6. The surface protection consisted of a double layer of rectangular mesh; each layer had 5mm sloping wires at 150mm centres and 7mm horizontal wires at 225mm centres.

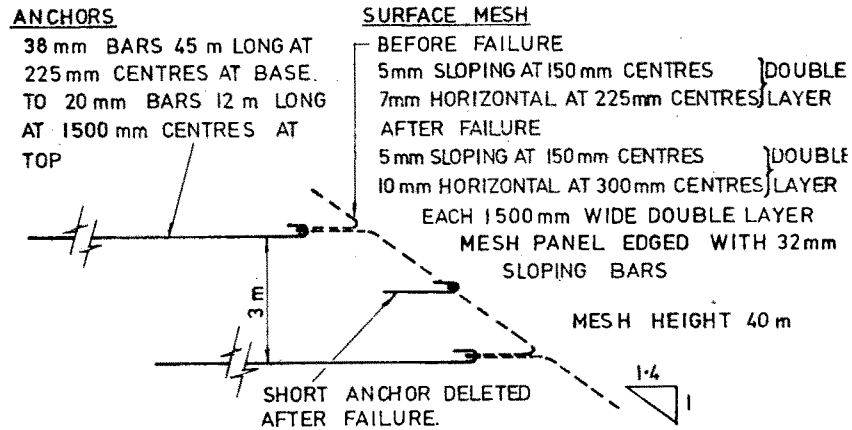


FIG 6 BRIDLE DRIFT DAM

When the dam had been built to a height of 3.7m it was overtopped to a depth of 1.2m but no damage was sustained. At the height of 14.7m it was overtopped to a depth of 3.7m. Loose rocks eroded from above the protection level stripped horizontal wires and cut holes in the underlying mesh through which rockfill was washed out. A partial breach developed with loss of some 23,000 m³ of rockfill. Before repairs were completed a third overtopping occurred to a depth of 1.0m but little additional damage was done.

Cethana Cofferdam (1968)

The upstream cofferdam for Cethana Dam was 10m high and its downstream face was protected, as shown Fig. 7 by cylindrical shaped gabions.

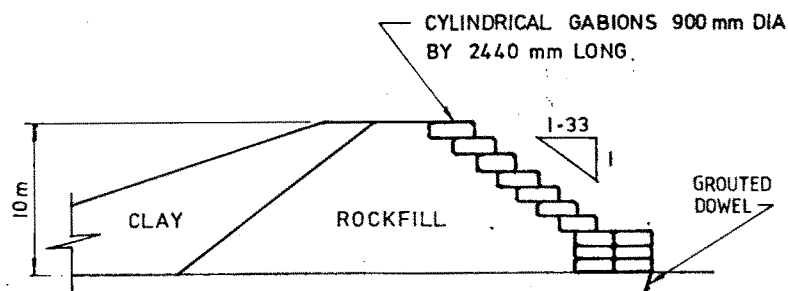


FIG 7 CETHANA COFFERDAM

The 900mm diameter by 2400mm long gabions were made from chain link fencing mesh stretched over a reo. bar cage made from 22mm bar and filled with 100mm aggregate. The mass of each gabion was 3 t and no anchors were used to tie the gabions back into the rockfill. The cylindrical gabions permitted rapid construction and were sufficiently robust to withstand logs carried over in floods.

The cofferdam was constructed in the wet season and was overtopped immediately after completion and many more times during the two and half years that the diversion works were in use. Some damage of a minor nature was caused by the rock particles churning around inside the gabions and abrading the mesh. Repairs were effected with concrete.

For Cethana Dam the mesh protection, as shown Fig. 8 was similar to that used at Rowallan with the exception of the method adopted to prevent progressive failure. Instead of cranking the anchors to secure their upstream end the same objective was achieved by welding the upstream end of the anchors to 1.8m long steel dowels grouted into the rockfill.

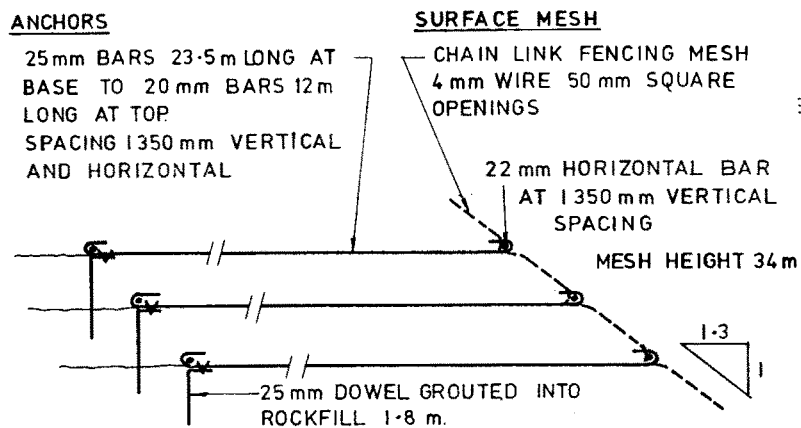


FIG 8 CETHANA DAM (BEFORE FAILURE)

A flood occurred when the dam had been built to a height of 15m. At the time, placing of a rockfill lift was in progress and rocks from this layer were eroded and transported down the face. After some five hours of overtopping rockfill was washed out through holes cut in the very light surface mesh and a breach developed with the loss of 15 000 m³ of rockfill. A full account of the failure was reported by the Hydro-Electric Commission, Tasmania (1969).

When the failure occurred at Cethana there was still a further 19m of vertical height of mesh protection to be built. The system was redesigned to completely prevent erosion of rockfill from the crest; as shown Fig. 9, it consisted in essence of a trapezoidal shaped gabion continuous between abutments, built in-situ and filled with rockfill prior to placing the next lift. With the upstream end of anchors

welded to the dowels grouted into the rockfill the stability of the top gabion was ensured if overtopping occurred prior to the adjacent lift being placed. This system was not subsequently overtopped at Cethana.

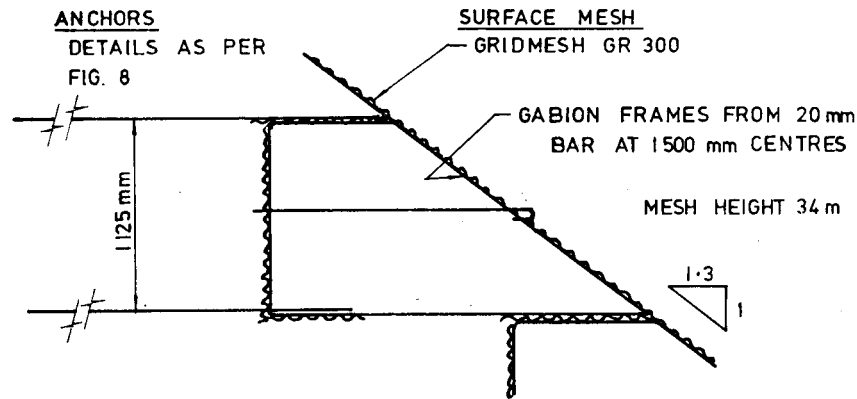


FIG 9 CETHANA DAM (AFTER FAILURE)

The 10m high upstream cofferdam for Paloona Dam was protected by the Rowallan type system using very light fencing mesh on the surface.

The cofferdam failed after 11 hours of overtopping during which many large trees and logs were observed to be carried over. A few seconds before failure a large tree was seen to catch momentarily in the mesh, presumably ripping a hole in it, through which rockfill piped out. The subsequent breach extended over half the length of the cofferdam. In the remaining half the mesh had been abraded by movement of rocks in contact with the mesh.

Repairs were effected using the trapezoidal gabion system as developed after the failure at Cethana Dam. Subsequently the cofferdam was overtopped many times, once for eight days and to a maximum depth over the crest of 2.4m, but was not seriously damaged by the passage of logs.

Paloona Dam (1970)

Paloona Dam was protected with the trapezoidal gabion system developed for Cethana Dam. When at quite a low height during construction it was overtopped for a period of eight days. Some damage was caused by logs to the top gabion.

Toonumba Dam (1969)

The downstream face of Toonumba Dam was protected to a height of 31m. Although not overtopped at any stage during its construction the mesh protection system used is noteworthy because:

- a) it was the first system to combine a light mesh, with small openings to contain small rock particles, and an overlay of closely spaced (300mm centres) sloping bars to protect the mesh.
- b) it was also the first dam in which the anchors were inclined down in the upstream direction, as shown Fig. 10 for the purpose of minimizing the volume of vulnerable unprotected rockfill that is above securely protected fill at any one time

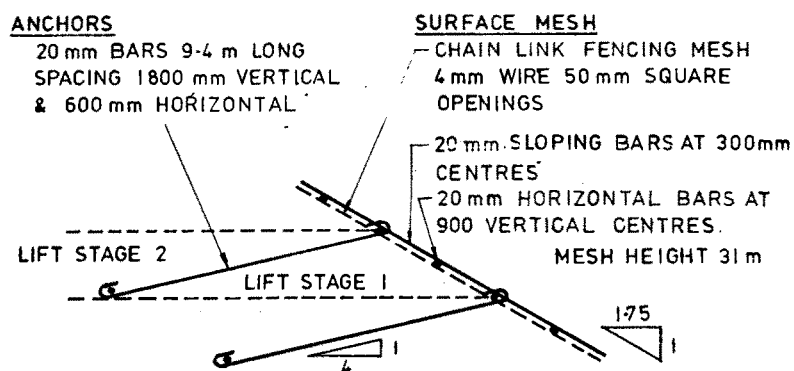


FIG 10 TOONUMBA DAM

The inclined anchor system achieved the same purpose as the cranked anchors used Rowallan, that being to prevent progressive failure; it is probably simpler and quicker to construct. Inclined anchors have been adopted at a number of dams since Toonumba.

Xonxa Dam (1972)

The mesh protection system used was similar to that shown Fig. 6 for Bridle Drift Dam.

Although grouted dowels were used to secure the downstream toe of the mesh across the river bed there was no similar perimetral anchorage at the abutments.

In its early stages of construction the dam was overtopped to a depth of 1.0m without any damage occurring. However, when 18m high it was overtopped; after 12 hours failure commenced and the dam was completely breached during the next few hours.

During the overtopping concentration of flow down the abutments was observed and this probably accelerated the erosion of the residual dolerite on the left abutment which eventually led to failure of the embankment. A complete account of the event has been reported by Pells (1978).

Googong (1976)

The meshing system used is shown in Fig-11.

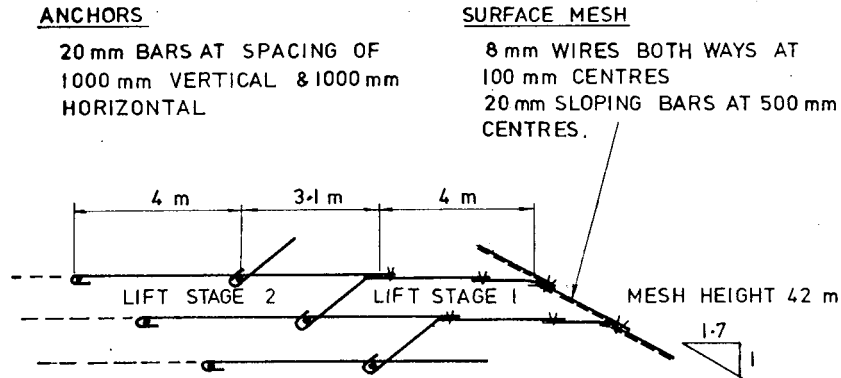


FIG 11 GOOGONG DAM

Several features can be noted from the figure, namely:

- . the cranked anchor system for the avoidance of progressive failure,
- . the combination of a medium duty surface mesh with small opening size and an overlay of fairly closely spaced (500mm centres) sloping bars to protect the mesh,
- . the return of the sloping bar into the fill for tensioning to the anchor prior to welding the connection between the two,
- . the continuous concrete protection around the toe.

When the dam was at a height of 20m it was overtopped by a double peaked flood for a total period of 33½ hours. The maximum depth of overflow was 2.5m. Apart from minor damage caused by debris the system performed very satisfactorily.

This event at Googong is probably the most thorough testing of mesh protection that has taken place to date.

Mackintosh Cofferdam (1978)

The protection for this cofferdam, as shown in Fig. 12, was similar to that for Cethana cofferdam. Many logs were expected to be carried over the crest in floods.

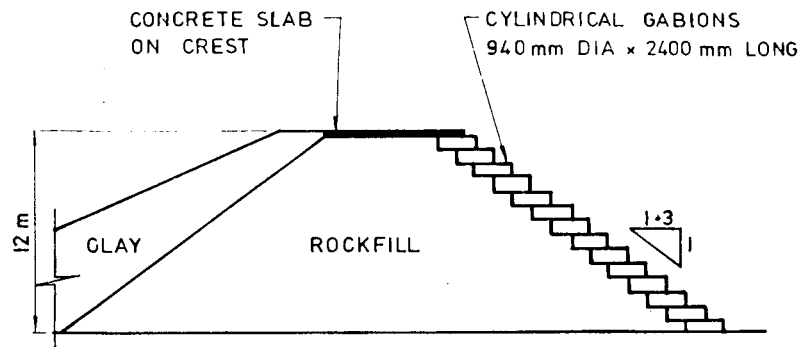


FIG 12 MACKINTOSH COFFERDAM

The gabions were fabricated from 50mm square mesh with 4mm wires both ways and filled on a vibrating table to achieve dense compact filling.

A concrete slab was placed over the rockfill crest to secure the top row of gabions and prevent overflowing water from entering the downstream rockfill zone through the crest. Model tests discussed below were carried out to measure the pore pressures used in stability analysis which showed that anchor bars were not required.

The cofferdam was overtopped by small floods several times without any damage being sustained.

Mackintosh Dam (1979)

The downstream face of the dam was protected to a height of 21m. As shown Fig. 13 this took the form of a vertical wall of gabions anchored to dowels grouted into the rockfill. The gabions were the same as those used in the cofferdam except for the mesh wire which was 5mm. The protection was made vertical to permit the many logs that were expected to be carried over in a flood to drop clear of the face. The triangular wedge of rockfill forming the toe of the dam was placed after the embankment was above the 100 year flood level.

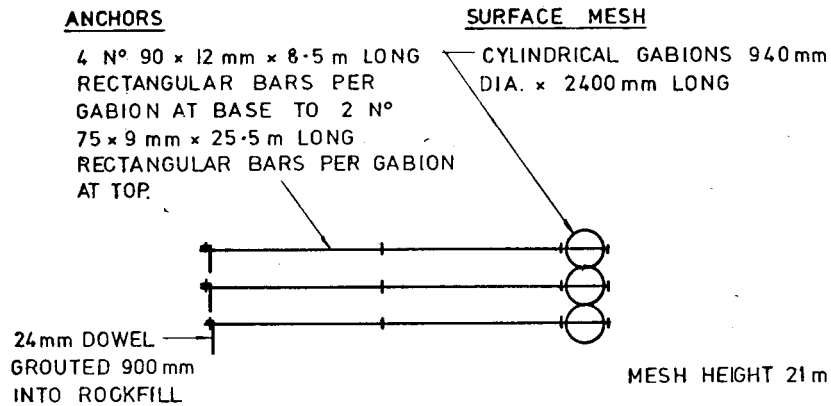


FIG. 13 MACKINTOSH DAM

The dam was overtopped once during construction but only to a depth of 300mm.

The system was found to be costly mainly because of the very substantial anchors required and the full strength bolted connections. Although this type of connection was used in preference to a welded connection to avoid delays in wet weather, the large number of anchors and connections slowed down the installation of the system and delayed embankment construction.

Murchison Dam (1980)

The protection system used at Murchison was similar in principle to the second system developed for Cethana Dam. The essential difference was in the type of gabion used.

At Cethana the trapezoidal shaped gabion was fabricated in-situ using grid mesh (which is a heavy duty expanded metal). Having multitudes of sharp edges grid mesh is a difficult material to work with. It was found that gabion construction was slow and imposed too much of a control on the rate of embankment construction.

For Murchison, see Fig.14, the gabions were cylindrical and prefabricated from 50mm square mesh with 5mm wires both ways and prefilled on a vibrating table to achieve dense compact filling.

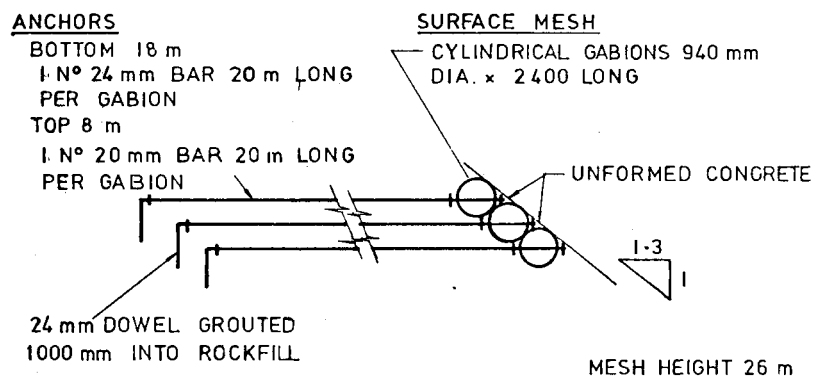


FIG 14 MURCHISON DAM

It was found that cylindrical gabions could be installed rapidly and did not control the rate of embankment construction as was the case for the Cethana system. The relatively high cost was offset by the savings accruing from rapid construction.

The exposed upper surface of the gabions on the dam face was protected with unformed concrete.

There was no overtopping event during construction, although flow through the rockfill occurred in a flood which ponded above the upstream cofferdam when the dam was well above the mesh level.

4. SUMMARY OF EXPERIENCE

The following guidelines would appear to be a fair summary of the accumulated experience gained from 38 completed applications of mesh protection:

- (a) where a light to medium duty mesh is used to retain small size rock particles it should be protected with an overlay of 20mm, or heavier, sloping reo. bars at 300 to 500mm spacing. If the light mesh is applied in the form of gabions, as at Murchison, concrete may be used to protect it.

In order to reduce the possibility of debris catching on the light mesh and damaging it, it would appear preferable for the horizontal wires to be in contact with the fill and underneath the sloping wires. Similarly, any horizontal bars, used to maintain the spacing of the overlay sloping bars or for any other purpose, should be underneath them.

- (b) void space underneath the surface mesh allows movement of rocks and can lead to settlement; loose rocks severely agitated by flowing water will damage the mesh by abrasion. The void space should be minimized by tightening the surface mesh to the rockfill of each lift prior to proceeding with the next lift. If the surface mesh consists of gabions, the gabion filling should be as dense and compact as possible.
- (c) Progressive downward failure of mesh protection systems can be avoided by designing and constructing the anchorage system to secure the top layer at any stage.
 - e.g. crank shaped anchors,
anchors fixed to grouted dowels in fill,
inclined anchors.
- (d) damage caused by rocks eroded from the crest and transported down the face can be minimized by completing the protection of a minimum size wedge or windrow prior to placing the next layer of rockfill up to the same level.
 - e.g. Googong and Toonumba
- (e) damage caused by rocks eroded from the crest and transported down the face can be prevented by never placing any rockfill above a completed level of protection.
 - e.g. Cethana (2nd system) and Murchison.
- (f) Concentration of flow down abutments can lead to severe erosion of unprotected weathered rock. Adequate perimetral anchorage is therefore of fundamental importance and can be achieved by founding the toe on non-erodible rock and securing the surface mesh to anchor bars close to the foundation or to grouted toe dowels, or by embedding the surface mesh in concrete at the toe which in turn is anchored to the foundation by means of dowels.

Overtopping has occurred on only 18 structures. In some of these events the embankment was not very high and the depth of discharge over the crest was small. It is therefore not possible to draw from experience any reliable indication of overflow limits in terms of the two main parameters, head difference between upstream pond level and tailwater level and depth of discharge over the crest.

Most of the recent applications in Australia have been designed for a 3m discharge depth (equivalent to about 15m³/s per metre) at the top level of the mesh protection. The overtopping of Googong Dam in 1976 almost reached this design condition when at a height of 18m it was overtopped for a number of hours to a maximum depth of 2.5m.

5. REASONS FOR EMPLOYING MESH PROTECTION

The primary reasons for protecting the downstream face of rockfill dams during construction by the employment of mesh systems is to reduce the magnitude and overall cost of the river diversion works.

When the downstream face is not protected the dam is vulnerable to erosion and breaching if overtopped by a flood during construction. To reduce the probability of the dam being overtopped the river diversion works must be designed to pass floods of high recurrence interval.

However, when the downstream face of the dam is protected by an adequate and properly designed mesh system, it is secure against serious damage if overtopped and does not need to be protected by an upstream cofferdam for that purpose. The river diversion works, consisting of cofferdams and diversion conduit, are then only required to provide a dry river bed for the relatively short time while the foundations are being prepared. Thus the diversion works can be designed for a smaller flood, that is a lower recurrence interval flood, and will be smaller in size and less costly. The cost savings with smaller cofferdams and smaller and shorter diversion conduits usually significantly outweigh the cost of installing the mesh protection system. In addition there is an overall increase in security for the construction of the dam.

Under certain conditions it may be warranted for cofferdams to be mesh protected as well. As the level of the upstream cofferdam is reduced, following provision of mesh protection on the dam, it will be subject to more frequent overtopping before the main dam can be built to above cofferdam level. If this frequency is significant the upstream cofferdam will need to be protected and it is frequently found that mesh protection is the cheapest solution. The 13 applications in Australia to cofferdams in this category were all in the island of Tasmania where the dry season is not as long or nearly as pronounced as it is in all the mainland states and it is not normally possible to construct the dam to above cofferdam level before the start of the wet season. In all 13 cases the diversion capacity was very small and generally less than the one year wet season flood.

Four quite large upstream cofferdams have been mesh protected for reasons other than overall economy and it is interesting to note these.

Glenlyon Dam is a central core rockfill dam. The upstream cofferdam was 28m high and was located largely within the upstream toe of the main dam. The cofferdam was meshed to

provide protection against large wet season floods during its construction.

The 50m high cofferdam for the central core Dartmouth Dam provided 100 year flood diversion capacity. It was protected with mesh to obtain security during its construction and also because of the possibility of the diversion tunnel entrance being partially blocked by logs and timber debris which could lead to an overtopping in less than a 100 year recurrence interval flood.

This high cofferdam at Dartmouth was a change from the original design which provided for a low 15m upstream cofferdam suitable for the diversion of dry season flows; it was anticipated that the main dam would be at least 35m high by the beginning of the wet season; heavy mesh protection was to be installed on the dam embankment to a height of 35m and a lighter mesh for the next 21m. During construction, when it was apparent that the dam could not be constructed to 35m before the wet season, the upstream cofferdam height was increased to 50m and the mesh procured for the main dam was transferred to the cofferdam. The high cofferdam was partly incorporated in the main dam profile. A 50 year flood occurred but the cofferdam was not overtopped.

Aslantas Dam in Turkey is a central core rockfill dam located upstream from a heavily populated region. The 40m high upstream cofferdam was mesh protected because:

- . it required a smaller quantity of fill than a non-overflow cofferdam and therefore the likelihood of its completion before the onset of the wet season was increased,
- . if the design elevation of the cofferdam was not reached by the beginning of the wet season then, provided certain precautions were taken at the crest, the structure would be secure,
- . by virtue of a lower crest level than a non-overflow cofferdam a smaller volume of water would be stored in flood and hence the consequences in event of failure would be decreased.

Revelstoke Dam on the Columbia River in Canada is a concrete gravity structure. Its 46m high upstream cofferdam was meshed to protect it against large floods and to ensure that if failure should occur it would be gradual and cause less downstream flooding than a conventional dumped fill cofferdam.

The question of protecting downstream populated areas during construction of a dam must always be given paramount attention. Where there is a risk to life and property mesh protection can be employed solely on the grounds that it provides greater security during construction. Not only

does it offer a very high probability that failure will not occur if the works are overtopped but, in such cases, it also ensures against the rapid release of a substantial body of stored water should the improbable event of partial failure occur.

6. MESH PROTECTION LEVEL

Mesh Protection Level is the term used to mean the flood level at which the mesh is terminated on the downstream face of the main dam. For example, termination of the mesh at the 10 year flood level means that at this level a 10 year flood can be passed through the river diversion works without overtopping the dam, if constructed to this level.

In the 28 applications has been where the mesh was installed to protect the dam during construction it was terminated generally in the range of 3 to 50 year recurrence interval floods; in the large majority of applications it was terminated at the 10 year flood level or less. In each case a decision had to be made as to the level at which to terminate the protection and the large range is indicative of the arbitrary nature of such a decision.

At Googong Dam, which was constructed upstream from the city of Queanbeyan in N.S.W., Australia, the construction programme required the mesh protection to be installed and completed before the end of the dry season, the mesh being terminated at the 10 000 year dry season flood level. The flood which overtopped Googong when it was only 20m high had a recurrence interval of 1 000 years in the dry season and 20 years in the wet season. The large disparity in recurrence interval for the same magnitude flood is indicative of the tremendous contrast between the two seasons and emphasizes the reason for avoiding construction of the critical meshed section in the wet season.

The major considerations in deciding on the Mesh Protection Level are:

- . the reliability of the hydrological data,
- . the estimated time and the season of the year in which it is planned to construct the embankment from the level at which the mesh is terminated to a higher level at which there is a very low probability of being overtopped,
- . the probability of being overtopped while constructing the dam above the mesh protection level,
- . the incremental cost of mesh protection,
- . the value of damage and delay if overtopped when building above the mesh protection level,

. the reliability of construction programmes
in which it is planned to build above the
mesh level in the dry season.

Adverse foundation conditions, interruptions due to
industrial disputes and less than planned rockfill
production can have dramatic effects on construction
programmes.

In some cases accelerated construction will permit the mesh
to be terminated at a level lower than the design level.
If during actual embankment construction towards the end
of the dry season it can be reliably forecasted that a
"safe" wet season level will be reached by the onset of the
wet season and there are no problems remaining to be over-
come then advantage can be taken of this situation to
terminate the mesh at a level related to dry season floods.

Attempts have been made to put the determination of the mesh
protection level on a rational basis by carrying out an
economic analysis of the cost of protection and the probable
value of damage. Fitzpatrick (1977) and Cantwell (1978)
discuss this type of analysis, adopting probable value of
damage as the estimated value of damage for one overtopping
event multiplied by the probability of the event occurring.
The calculations are sensitive to estimates of damage and
delay values which necessarily are somewhat arbitrary.

For Murchison, Bastyan and Lower Pieman Dams the mesh
protection level was chosen as being the level for which
there is a 0.02 probability of being overtopped while the
dam is raised from that level to the 100 year flood level,
Kinstler (1982). The probability calculation was based on:

- . estimated rates of construction above mesh level,
- . the sum of the probabilities of being overtopped
in each week of construction between the mesh
level and the 100 year flood level,

and the following mesh protection levels were obtained:

Murchison Dam	-	2 year wet season flood
Bastyan Dam	-	3 year wet season flood
Lower Pieman Dam	-	4 year wet season flood

It is true to say that most authorities have adopted this
probability approach but in a much less formal manner. The
acceptance of a low risk (without expressing it mathematically)
for building from the mesh level to a "safe" level in a few
weeks will almost inevitably lead to the adoption of
somewhere between 2 and 20 year flood level as the mesh
protection level. The acceptance of virtually no risk at
all will require adoption of the 50 to 100 year flood level
for the mesh.

7. DESIGN OF DOWNSTREAM FACE PROTECTION SYSTEMS

The design of downstream face protection systems follows the
general methods given by Wilkins (1956, 1963).

Design falls into two categories:

- (a) design of the downstream face surface mesh,
- (b) design of the anchor bars which secure the surface mesh to the rockfill and which prevent slip circle or wedge type failure.

Surface mesh design is arbitrary and should be based on past experience (See Sections 3 and 4). Some types of surface elements may avoid the use of anchor bars in some circumstances (See Cethana and Mackintosh cofferdams in Section 3).

Anchor bar systems may be designed by either:

- a) Stability analysis using pore pressures obtained from calculation or from hydraulic model tests,
- b) carrying out hydraulic model tests in which scaled down anchor bars are installed in the model embankment and the stability or otherwise of the model determined when subject to design flood conditions,
- c) copying previously successful designs.

Pore pressures may be calculated using work of Wilkins (1956), Parkin (1963) and Lee et al (1968) on turbulent flow through rockfill dams. However it is frequently more convenient to obtain the pore pressure distribution by carrying out hydraulic model tests on scaled down rock fill embankments. Model tests have the advantage that general flow conditions may be studied.

Stability tests with hydraulic models have been carried out to check the stability of anchor systems designed by stability analysis. Whereas the length and distribution of anchor bars may be checked, the forces in the individual bars and their distribution along the bars cannot be obtained easily or with any degree of confidence. Stability in a model depends to some extent on the model grain size, Speedie et al (1967).

A previously successful design is one which has successfully withstood a significant flood without major damage. Some designs have been installed but not tested because the floods for which they were designed did not occur during construction. Adopting these untried designs blindly might involve some risk. Before a previous design is adopted care must be taken to check that tailwater and overflow conditions for the proposed dam are no worse than were experienced by the previous dam.

8. HYDRAULIC MODEL TESTS

Flow through the voids in rockfill composed of stones larger than 12mm is turbulent, unlike the laminar flow in sands, silts and clay. Thus Darcy's Law does not apply for rockfill

and conventional steady state seepage analysis or electrical analogues cannot be used to establish flow nets and obtain the amount of flow through rockfill embankments subject to overflow or seepage.

However, these can be obtained either analytically from the methods developed by Wilkins (1956), Parkin (1963) and Lee et al (1968), or from hydraulic model tests on embankments of scaled down rockfill.

Flow in the model is free surface flow and if turbulent flow is fully established the ratios of model to prototype flows and pressures will be based on the Froude number. Thus the ratio of pore pressures is the same as the linear scale. However in practical cases departures from strictly scaled gradings and the use of small size model stones and their resultant viscosity effects will result in model pore pressures and flows only approximately those Froude-scaled prototype values. If the model stone size is too small capillary action will also influence the results. The variation of grading known to occur within the depth of a prototype lift has been ignored in model tests and would also influence the results.

These effects were studied in tests carried out by Speedie et al (1967) for Sirunumu Dam using model scales of 1:48 and 1:60. In each case the model material grading was scaled down from a well graded prototype rockfill which ranged in size from 1100mm to 100mm. For the same scaled flow through the models the smaller model required a higher upstream level. Pore pressures near the downstream toe were greater for the larger model. Changing the model rockfill to the equivalent of a 460mm maximum size prototype rockfill resulted in a higher upstream level for the same seepage flow and also resulted in longer anchorages being required for stability.

For Borumba Dam, Speedie et al (1967) reported that the measured prototype seepage flows for two floods which did not overtop the embankment were 20% more than those measured on a 1:96 model.

Although aware that strict hydraulic similitude is not possible, one authority, which has designed and constructed a number of meshed cofferdams and main dams, believes that for practical purposes it is only necessary to test one model for each type of dam at scales between 1:50 and 1:100 using a one-size model material of maximum size 10mm to 19mm and to rely completely on the Froude number relationship. However in the limit stability analysis which follows a load factor of 1.2 is applied to the model pressures.

The same authority tests its models for the following flow conditions:

- 1) overflow - a critical depth of 3.00 metres is assumed at the top of the downstream face with the embankment crest at top of mesh level (Fig. 15)

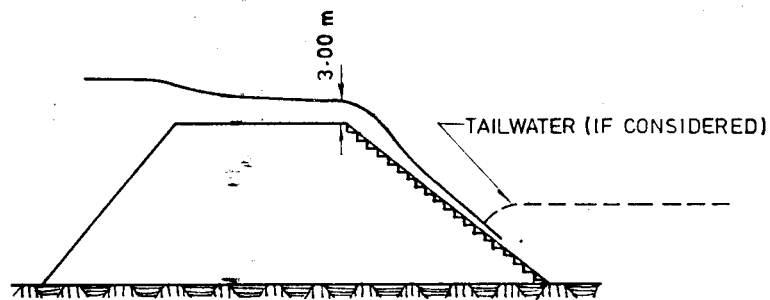


FIG 15 DESIGN OVERFLOW CASE

- 2) seepage - the upstream reservoir level is assumed at the 100 year flood level with the embankment at a higher level (Fig. 16)

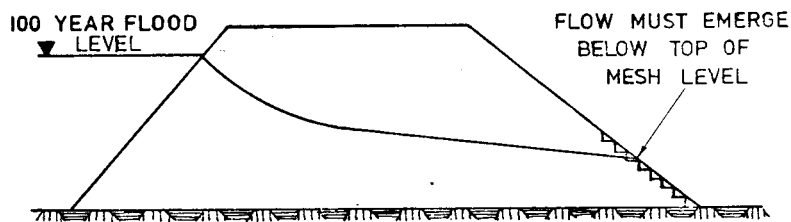


FIG 16 DESIGN SEEPAGE CASE

As a conservative measure some models have been tested without tailwater.

It should be noted that if the hydraulic similarity requirement for scaling the rockfill size is ignored the results from one model test will apply to all dams of similar cross section provided prototype depths of overtopping and tailwater are within the ranges modelled. Some departure from similarity of the dam width in an upstream downstream direction is permissible in overtopped cases because the horizontal extent of the rockfill beyond say three times the dam height has little effect on the pore pressures near the downstream face.

The applicability of results from one model test to dams of various height has been used by Giudici (1967) in the preparation of design charts for the pore pressures acting on the faces of a sliding wedge at the toe of an embankment with no tailwater.

Model tests on dams which have a narrow crest width in the rockfill zone and an impermeable upstream face dipping upstream have shown that air is trapped under the face and that pore pressures in most of the rockfill are reduced appreciably particularly if tailwater is high. If water is allowed to flow downward through the crest the air is gradually removed. However, if there is an impermeable crest some air was always present in the models. The rate at which air would be removed in the prototype is unknown.

These tests were part of an investigation into cofferdams constructed with unanchored gabions (See Cethana and Mackintosh cofferdams in Section 3).

9. STABILITY ANALYSIS FOR DOWNSTREAM FACE PROTECTION

Although hydraulic models have been used to test the overall stability of anchorage systems (Speedie et al - 1967; Gerodetti - 1981), most Australian authorities now use some method of stability analysis for design. The method used is either slip circle analysis or some form of sliding wedge analysis or both. In all cases effective stress analysis is used. Pore pressures used in the analysis should be obtained either analytically using Parkin (1963) or from hydraulic model tests.

Slip Circle Analysis

The use of slip circle analysis for overtopped rockfill dams has been discussed by Shand and Pells (1970). They support the generally accepted Bishop method which is known to give more realistic factors of safety than does say the Fellenius

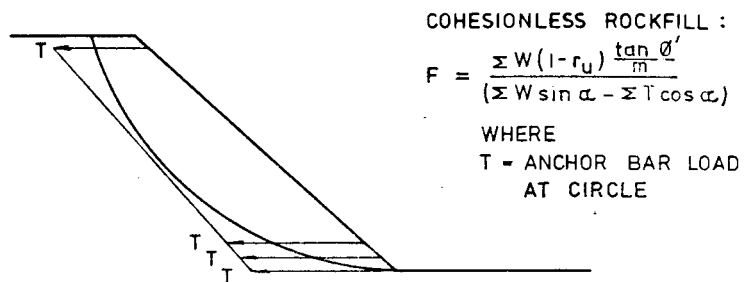


FIG 17 **BISHOP SLIP CIRCLE ANALYSIS**

method, particularly in the steep cohesionless slopes which are characteristic of rockfill dams. The Bishop analysis (Fig. 17) also handles with closer approximation the effect of forces acting on the individual slices from horizontal anchor bars. However slip circle analysis is not as convenient as sliding wedge analysis for obtaining initial design values of the total number anchorage force.

Sliding Wedge Analysis

The sliding wedge analysis described by Giudici (1967) consists of a right angled wedge situated at the downstream toe of the slope acted upon by pore pressures and effective active rockfill pressures (Fig.18).

The design charts given in the paper are based on pore pressures measured in hydraulic models with no tailwater and a depth of overtopping of 3m at the downstream edge of the crest. A load factor of 1.2 has been applied to the measured pore pressures to allow for uncertainties in the model prototype relationship. The effective active rockfill pressure is assumed to be the same as the active pressure calculated for an infinite slope with no pore pressure.

Since the true effective active pressure would depend upon the surrounding pore pressures, the chart for effective active pressure is only an approximation (on the low side). However pore pressure is the largest force acting on the wedge and the approximation for active pressure would not necessarily be significant in design. Another disadvantage in using the charts is that the pore pressure charts relate only to a wedge at the bottom of the slope. There is no guide as to anchorage loads higher up the slope.

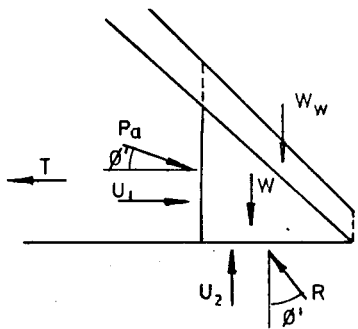


FIG 18 SLIDING WEDGE ANALYSIS -AFTER GIUDICI

A modification to the Giudici method is to obtain the effective active pressure on the vertical face of the wedge by considering a series of sloping Coulomb wedges radiating from the bottom of the vertical face (Fig.19) . Pore pressures

along the surfaces of these wedges are taken into account in determining the force exerted by the sloping wedges on the main wedge.

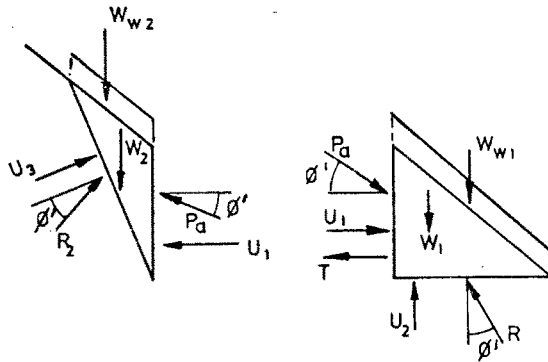


FIG 19 SLIDING WEDGE ANALYSIS - MODIFIED GIUDICI

In order to determine anchorage forces further up the slope, a two-wedge analysis of this type can be repeated with the base level of the main wedge at any level, provided the pore pressures are known throughout the rockfill.

In another type of wedge analysis, a number of single wedges radiating from any desired point on the face is considered (Fig. 20) and the required anchorage force for stability is determined for each wedge. Usually the critical wedge requiring the maximum anchorage force is quite shallow.

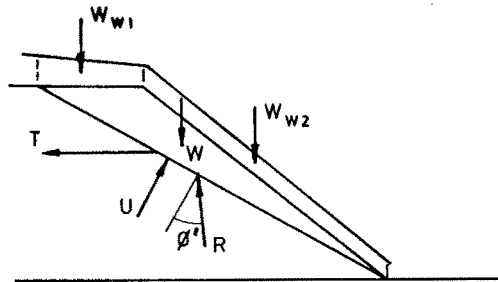


FIG 20 SLIDING WEDGE ANALYSIS - SINGLE WEDGE

Distribution of anchor bars

None of the methods of analysis indicate how the total anchor force is distributed vertically. The vertical distribution of anchor bars may be entirely arbitrary, provided that each wedge sliding surface is crossed by sufficient total anchorage force. To avoid providing very long anchor bars towards the top of the protected slope, which would be necessary if the anchorage load were distributed uniformly, one authority adopts the practice of concentrating all the required anchor bars for a critical wedge in the lowest third or quarter of the wedge. As a failure could occur in the unprotected height of the wedge above this zone, further analyses are carried out for each third or quarter point, and the calculated anchor bars (now smaller or less numerous) are concentrated once more (Fig. 21). At the end of the analysis, bar sizes and lengths over the height of the slope are standardized wherever possible. Concentration of the bars in this manner guards against deep-seated slip circle failure. A slip circle analysis should be made of the final design in any case.

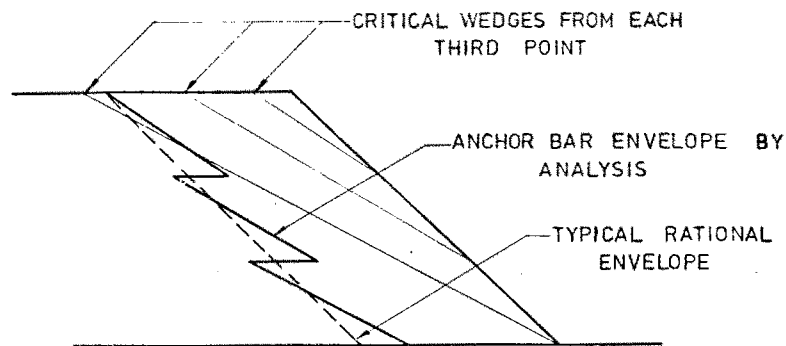


FIG 21 SLIDING WEDGE ANALYSIS - DISTRIBUTION
OF ANCHOR BARS.

Factors of safety

A consistent design approach should be applied to loads, factors of safety for stability anchor bar stresses and embedment lengths.

As mentioned one Australian authority applies a factor of 1.2 to pore pressures obtained from model tests. Anchorage loads are calculated for a factor of safety of 1.0 and the anchor bars are designed to develop yield stress. Each anchor bar is extended beyond any sliding plane by at least sufficient length to develop the anchorage force required on that plane by friction with a factor of safety 1.0. In addition all bars are extended beyond the steepest sliding plane which

is just stable without any anchorage force and each anchor is there terminated by connecting to a dowel bar grouted vertically into the rockfill.

Grouted Dowels

Full scale horizontal pull-out tests by the authority have shown that a 24mm dia. dowel bar of yield stress 230 MPa grouted 900mm into rockfill in a 75mm dia., drill hole will develop a horizontal load in excess of its yield stress, provided at least 1.0m of compacted rockfill is provided above the dowel. If there is no compacted rockfill above the dowel, the horizontal load developed is about 50% of yield. In both cases slippage occurs in excess of 200mm but deformation of this magnitude is considered acceptable in this type of construction. If the embankment is overtopped when there is no rockfill over the top row of anchors and dowels, the 50% yield capability of the dowel is sufficient to provide the small anchorage load required at the top of the protected slope.

REFERENCES

- CANTWELL B.L. (1978) - Face protection of rockfill dams: when to use it - ANCOLD Bulletin No. 50 - April, 1978.
- CARMICHAEL G.P. and BURKE N.A. - Discussion of reinforced rockfill for construction flood control - A.S.C.E. Vol. 105 C01, March, 1979.
- FITZPATRICK M.D. (1977) - Reinforced rockfill in Hydro-Electric Commission Dams - ANCOLD Bulletin No. 49, October, 1977.
- FOKEMO A., SMITH M.R., and FLUTTER J. (1977) - Googong Dam flood diversion and embankment protection during construction - ANCOLD Bulletin No. 49, October, 1977.
- FRASER J.B. (1962) - A steel-faced rockfill dam for Papua - I.E. Australia, Civ. Eng. Trans Vol. CE 4, No. 2 September, 1962.
- GIUDICI S. (1967) - Discussion ASCE SM5 September, 1967 on paper "Rockfill structures subject to waterflow" by A.K. Parkin.
- GERODETTI M. (1981) - Model studies of an overtopped rockfill dam - Water Power and Dam Construction, September, 1981.
- IRRIGATION AND WATER SUPPLY COMMISSION OF QUEENSLAND (1975) - Report on Glenlyon Dam - ANCOLD Bulletin No. 43, October, 1975.
- KINSTLER F.L. (1982) - Mackintosh and Murchison Dams; River Diversion - I.E. Australia, Annual Angr. Conference, Hobart 1982.
- LEARMONTH F.M. and FUTLER N.J. (1967) - Surface diversion of stream flows during construction of dams in Queensland - Q33, R49, 9th ICOLD, 1967.
- LEE I.K., LAWSON J.D. and DONALD I.B. (1968) - "Flow of Water in Saturated Soil and Rockfill", Ch. 3 in Soil Mechanics - Selected Topics, Ed. I.K. Lee.
- MACKELLAR D.C.R. and SHAND M.J. (1979) - Failure of a reinforced rockfill dam during construction - Q49, R12, 13th ICOLD, 1979.
- MITCHELL W.R., FIDLER J. and FITZPATRICK, J.D. (1968) - Rowallan and Parangana Rockfill Dams - I.E. Australia, Journal October-November, 1968.
- MITCHELL W.R. (1973) - River diversion arrangements for the Cethana Power Scheme - Q41, R9, 11th ICOLD, 1973.
- PARKIN A.K. (1963) - Rockfill dams with inbuilt spillways, Part I - Hydraulic characteristics, Part 2 - Stability characteristics - Water Research Foundation of Australia Bulletins No. 6 and 7, March and December, 1963.
- PELLS P.J.M. (1978) - Reinforced rockfill for construction flood control - A.S.C.E. C01 March, 1978.

PUBLIC WORKS DEPARTMENT OF WEST AUSTRALIA (1971) - Overtopping of Stage 1 of the Ord River Dam - ANCOLD Bulletin No. 34, September, 1971.

ROBSON M.W. and McMAHON P.K. (1964) - The design and construction of Borumba Dam - I.E. Australia, Brisbane Diversion Technical Papers Vol. 5 August, 1964.

SHACKELFORD B.W., LEPS T.M. and SCHUMANN J.E. (1970) - The design construction and performance of Pit 7 Afterbay Dam - Q36, R24, 10th ICOLD, 1970.

SHAND M.J. and PELLIS P.J.N. (1970) - Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams - Q36, R19, 10th ICOLD, 1970.

SPEEDIE M.G., TADGELL J.F. and CARR S.R. (1967) - The use of hydraulic models in planning flood diversion through rockfill - Q35, 9th ICOLD, 1967.

STATE RIVERS AND WATER SUPPLY COMMISSION OF VICTORIA (1976) - 50m high upstream cofferdam for Dartmouth Dam - ANCOLD Bulletin No. 45, October, 1976.

Tapping the Columbia for 2700 MW - Engineering News Record, 4th December, 1980.

THE HYDRO-ELECTRIC COMMISSION, TASMANIA (1969) - Cethana Dam; flood breach of partly completed rockfill dam - ANCOLD Bulletin No. 28, July, 1969.

VOROBYEV I.D. (1978) - The design of Turkey's Aslantas Dam - Water Power and Dam Construction - May, 1978.

WEBSTER K.C. (1973) - Spillway design and river diversion for the Ord River Dam - Q41, R31, 11th ICOLD, 1973.

WEISS A. (1950) - Construction Technique of passing floods over earth dams - Proc. A.S.C.E. Vol. 76 September No. 40 October, 1950.

WILKINS J.K. (1956) - Flow of water through rockfill and its application to the design of dams - Proc. 2nd Australian - New Zealand Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., 1956.

WILKINS J.K. (1963) - The stability of overtopped rockfill dams - Proc. 4th Australian - New Zealand Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., 1963.

WILKINS J.K. (1965) - Discussion of river diversion during construction of rockfill dams - ANCOLD Bulletin No. 17, October, 1965.

ROCKFILL DAMS (including cofferdams)
IN WHICH MESH PROTECTION HAS BEEN EMPLOYED

<u>NAME OF DAM</u>	<u>REFERENCE</u>	<u>COUNTRY</u>	<u>YEAR OF COMPLETION</u>
Prins River		South Africa	1918
Bellair		South Africa	1920
San Ildefonso	Weiss (1970)	Mexico	1942
Sirinumu	Fraser (1962) Speedie et al (1967)	Papua-New- Guinea	1963
Borumba	Learmonth and McMahon (1967)	Australia	1964
Pit 7 Afterbay	Shackleford et al (1970)	United States	1965
Arthurs Lake		Australia	1965
Meadowbank	Wilkins (1965)	Australia	1966
Cluny		Australia	1967
Rowallan	Mitchell et al (1968) Fitzpatrick (1977)	Australia	1967
Repulse	Wilkins (1965)	Australia	1967
Bridle Drift	Pells (1978) Shand and Pells (1970)	South Africa	1967
Parangana	Mitchell et al (1968)	Australia	1968
Pindari		Australia	1969
Kangaroo Creek		Australia	1969
Wilmot		Australia	1970
Cethana	Mitchell (1973) Fitzpatrick (1977) The H.E.C. (1969)	Australia	1971
Paloona	Fitzpatrick (1977)	Australia	1971
Serpentine		Australia	1971
Toonumba		Australia	1971
Ord River	Webster (1973) P.W.D. of W.A.(1971)	Australia	1971
Lesapi	Carmichael and Burke (1979)	Zimbabwe	1972
Moochalabra		Australia	1972
Scotts Peak		Australia	1973
Xonxa	Shand and Pells (1970), Pells (1978) Mackellar et al (1979)	South Africa	1974

<u>NAME OF DAM</u>	<u>REFERENCE</u>	<u>COUNTRY</u>	<u>YEAR OF COMPLETION</u>
Monduran		Australia	1974
Siya		Zimbabwe	1976
Glenlyon	Irrigation Comm. Q'ld (1975)	Australia	1976
Brogo		Australia	1976
Little Para		Australia	1977
Googong	Fokema et al (1977)	Australia	1977
Dartmouth	S.R. & W.S. Comm. Vic. (1976)	Australia	1978
Mackintosh	Fitzpatrick (1977), Kinstler (1982)	Australia	1981
Murchison	Kinstler (1982)	Australia	1982
Wivenhoe		Australia	u.c.*
Bastyan	Fitzpatrick (1977)	Australia	u.c.
Boondooma		Australia	u.c.
Glennies Creek		Australia	u.c.
Lower Pieman		Australia	u.c.
Aslantas	Vorobjev (1978)	Turkey	u.c.
Clarrie Hall		Australia	u.c.
Revelstoke	E.N.R. (4th Dec. 1980)	Canada	u.c.
Khao Laem		Thailand	u.c.
Batang Ai		Malaysia	u.c.

(* u.c. denoted under construction).

RIVER CONTROL DURING CONSTRUCTION

Report presented by the Brazilian National Committee

prepared by Serge J. C. HSU

SUMMARY

This paper deals with the practical aspects of diverting large rivers and the Brazilian experience gained in closing of major Brazilian rivers during the past three decades.

Faced with the challenge of difficult river closures, solutions using both theory and reliable practical experience, had to be sought outside and inside of Brazil.

This paper provides some data in the form of Table 1 and 2 on the available experience on large river closures in the USA, USSR, Europe, China, as well as briefly describes four river closures in Brazil ; at Jupia, Ilha Solteira, Tucuruí, and Itaipú.

It is further suggested that specific power of the stream be used to assess difficulties during closure operations and a graph, such as shown on Figure 14, to be used as a first order of approximation in estimating the required weight of rocks or elements for closing river under given conditions.

RESUME

Ce rapport traite des aspects pratiques des coupures et dérivations des grands fleuves et de l'expérience brésilienne acquise dans ce domaine au cours des trois dernières décennies.

Face au défi représenté par des coupures difficiles, des solutions ont été déduites de la théorie et de l'expérimentation, tant au Brésil qu'à l'étranger.

Ce rapport fournit quelques données résultant de l'expérience des coupures de grands fleuves aux USA, en URSS, en Europe et en Chine (Tableaux 1 et 2) ainsi qu'une brève description de quatre coupures de rivières réalisées au Brésil : à Jupia, Ilha Solteira, Tucuruí et Itaipú.

En outre, il est proposé que la puissance spécifique du courant soit utilisée pour estimer l'importance des difficultés susceptibles d'être rencontrées pendant l'opération de coupure et qu'un graphique analogue à celui de la Figure 14 soit utilisé, en première approximation, pour évaluer le poids des enrochements ou autres blocs nécessaires pour réaliser la coupure de la rivière dans des conditions données.

1. INTRODUCTION

Diversion of a large river is an important factor in a hydroelectric power scheme. It has a decisive bearing on layout, execution and economy of the project. It is also imperative that an early solution on the care of water during construction is made.

This paper deals briefly with the practical aspects of river closures.

A number of actual river diversion data, including large river closures in Brazil, is presented.

2. RIVER CLOSURES HYDRAULICS

- 2.1 Large river diversion is often done in stages enclosing a part of the river by cofferdam and building concrete structures inside the cofferdam while the river flows in the remaining section of the channel. In a second stage the remaining section of the river is closed, while the river is simultaneously diverted through diversion structures.
- 2.2 Such diversion has been done in Brazil on Parana, Tocantins and other major rivers, diverting river flow through spillways, diversion tunnels, provisional chutes, partially completed power house units, canals, etc.
- 2.3 Closure is usually based on Izbash, 1959, approach which determine the weight of elements (stones) placed in horizontal layers in flowing water also called as horizontal tipping method of closure. Formation of stable rockfill configuration in accordance with this theory undergoes four stages as shown Fig. 1 until its emergence above water level.

The relationship between weight of stones required to resist the given critical velocity is expressed as :

$$V_c = k \sqrt{2g \frac{\gamma_s - \gamma_o}{\gamma_s}} D \sqrt{\cos \alpha} \quad (1), \text{ where}$$

V_c is the critical velocity that will move the stone (m/s)

k is coefficient based on experiments,
= 0.86 for "sliding" coefficient determined experimentally
= 1.20 for "rolling" coefficient

γ_s, γ_o = weight of stones and of water (t)

D = size of stones reduced to an equivalent sphere (m)

α = angle the river bed makes with the horizon

for $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$; $V_c = 6.83 \sqrt{D}$

- 2.4 Another important concept is the "Specific Power of the stream" which is used to determine the potential energy produced by the stream per linear metre.

The Specific Power is expressed as :

$$P_s = \gamma_o q \Delta h \quad (2) \text{ where}$$

P_s = Specific Power of the stream per linear metre of the stream in $\frac{t.m}{s}$

γ_o = Specific weight of water in t/m^3

q = discharge per linear metre (m^3/s)

Δh = loss of head (m)

Specific Power of the stream is useful to indicate the degree of difficulties to be found during closure operation or comparing one type of closure with the other.

Specific Power of the stream is also related to the critical velocity, so it is possible to predict the critical stage of river diversion on the basis of Specific Power variation during diversion. Arrangements for extra heavy elements could be made, conveniently stockpiled and used at the determined stage of closure if required.

Fig. 2 indicates graphically the relationship between the critical velocity and the required weight of stones using equation n° 1. Data from actual river closures are plotted on this Figure. The curves required weight of stones based on critical velocity as given by equation n° 1 for horizontal tipping closure or low velocity flows.

- 2.5 Other investigators proposed methods to solve river closures based either on empirical approach or on critical tractive force considering such factors as turbulence, velocity variation with depth, packing effect, aeration factors and the depth of water over rockfill surface.

The result of these efforts resulted in various solutions offered by Shields, 1936 ; Chang, 1939, Kalinske 1947, Straub, 1953, 1963, Blanchet, 1964 ; Sandover, 1971 ; Bisnu Das, 1972 and others.

An interesting solution is proposed by Pinto, 1980, who presented a graphical solution of the following three equations as shown on Figure n° 3.

$$\left. \begin{aligned} q &= V.h \\ V &= \frac{21}{D^{1/6}} h^{2/3} . i^{1/2} \\ \gamma h i &= 0.06 (\gamma_s - \gamma) D \end{aligned} \right\} (3) \text{ where}$$

q = discharge per linear metre,

h = depth water over the rockfill surface,

i = slope inclination; other symbols as in equation (1).

Given $\gamma_4 = 2.65 \text{ t/m}^3$, $q = 9.0 \text{ m}^3/\text{s}$, $D = 0.20 \text{ m}$, this chart gives $i = 0.01$, $V = 4.4 \text{ m/s}$ and $h = 2.05 \text{ m}$ as shown Fig. 3.

Overflow of rockfill cofferdams is sometimes allowed in order to reduce the volume of the dam and the cost. A number of such dams were designed and built in Africa and Australia, as described by Oliver, 1973.

Hartung et al 1970, produced graphs to estimate the size of rock protection to withstand the overflow considering the depth of overflowing, angle of slope, and packing and aeration factors. Other measures to protect erosion during overflow using steel reinforcement or anchorages at the downstream slope, is also used.

3. ACTUAL CASES OF RIVER CLOSURES

Signification data on large river closures in USA, USSR, Europe, China and Brazil are given on the following Tables 1 and 2. These data has been used to check on the relationship between weight of stones, differential head, specific power, velocity and so on as used in the actual river closures. Unfortunately, accurate data taken during actual closures, especially on specific power variation, is not readily available.

4. PARANÁ RIVER CLOSURE AT JUPIÁ

4.1 Project description (1960-1967)

Jupiá is the first of the two Urubupunga power scheme projects built on upper Paraná River to meet the energy demand of the Central South Brazil, for location refer to Fig. 4. Paraná river drains at Jupiá an area of $470\,000 \text{ km}^2$. The average yearly river flow estimated over 30 years period (1926-1965) is of the order of $5\,600 \text{ m}^3/\text{s}$. The resulting average run-off is fairly low for a river situated within the tropics (12 l/s per km^2). Flood peaks may reach $20\,000$ to $30\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ and the dam has been designed for a catastrophic flood of $50\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (one in $10\,000$ years flood). Normally a fairly regular dry season from May to October is used for river diversion when river discharges occasionally go as low as $1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$. However, this is not always the case and considerably higher low-water flows for diversion had to be considered. Climate is hot and humid, temperatures in January and February often exceed 40° in shade.

Throughout this region base rock is a complex of sedimentary sandstone formations interbedded with successive infusions of basalt flows and breccia, commonly known as basalt traprock. The dam at Jupiá is a combined structure of earth and rock-fill embankments forming approaches to the power house and bottom outlet spillway with separate bottom outlet structures located on bedrock as shown on the general plan view and sections Fig. 5. The spillway intake sills are located just above rock foundation to facilitate river diversion.

The first phase, earthfill cofferdam n° 1, was built in 1961 dry season and subsequently extended during phase two to enclose all the power house and spillway structures. A special "spur" at the upstream tip of the phase two cofferdam had to be built and protected with heavy rockfill against construction floods. The phase two cofferdam had an end dumped rockfill tightened from the outside by clay dumped in water and later on reinforced from inside using compacted clay after water was pumped out of the enclosure. Such a cofferdam consisting of rockfill with clay dumped on the outside and using compacted clay on the inside is extensively used on large river closures in Brazil and has proved to be reliable and simple to built (see a typical section AA, Fig. 1). The enclosed foundation under compacted clay can be cleaned and treated also,

seepage through transient floods can easily be spotted, and treated as required by dumping clay on the outside or placing inverted filter or compacted clayfill on the inside. Such a cofferdam can also be built parallel to the river flow dumping clay in water behind short rock spurs constructed transversely to the river flow to prevent erosion.

During the first stage all concrete structures (power house and spillways) were constructed inside the first stage cofferdam. In the second stage (1966), cofferdam was opened in front and downstream of spillways and the remaining deep river channel was closed by end dumping two rockfill cofferdams. These final closure cofferdams were later incorporated into the closure earthdam as shown on the section CC, Fig. 5 .

Analytical considerations and model tests on final closure were made for flows up to 10 000 m³/s. One to 120 scale model test results on final closure indicated that it was feasible to close the final river section advancing a single (downstream) cofferdam end dumping rock up to 250 kg in weight from the left to the right bank as shown Fig. 5 plan view.

At the site sound basalt rock is closely jointed, therefore it was initially thought that no large rocks would be available for closure. Subsequently up to 20 t vesicular basalt rocks were obtained from an old quarry site located on the left bank. Large blocks were also used for protecting the downstream slope of the dam from wave action.

Studies and data on the existing closures indicated that even for flows considerably below 10 000 m³/s, large size stones would be required after the final gap would be reduced to approximately 100 m.

4.2 Actual closure (1966)

Material for rockfill cofferdams consisted of required basalt rock excavation for the power house and also large vesicular basalt rock from the quarry on the left bank. The rock material was classified and placed at convenient stock piles in the following way :

Stone type Π = from 0 to 250 kg (weight)
Stone type Υ = from 250 to 500 kg
Stone type λ = from more than 500 kg
Oversize rock β = from 2 to 15 or 20 t

Final river closure was initiated by removal of cofferdam surrounding spillways and partially diverting flow through spillways as end dumping of rockfill along the downstream closure cofferdam proceeded from left to right bank as shown Fig. 5.

River closure was initiated at the end of September proceeding from left to right bank using type Π rocks at an average rate of 14 000 m³ per day without much problems until the end of the deep section was reached or the final gap was reduced to about 110 m and when large loss of material was observed.

Type Υ stones had to be employed from then on, and shortly afterwards even type λ rocks were carried away, and heavy blocks 10 to 20 t had to be introduced.

Graphs Fig. 6 shows the final stage of closure, including data obtained by direct field observations and some results analytically deduced. This graph shows the progress of advance along the downstream cofferdam during the final week of closure, the river bottom profile, river discharge fluctuation, differential loss of head, water levels upstream and downstream, specific power and the type of stones used. The results Fig. 7 indicate that :

TABLE 1.

DATA ON RIVER CL

N°	Scheme	Date of closure	River	Discharge during closure	Width-final gap	River bottom
				m ³ /s	m	
1	Lower-Svir	1933 Aug.	Svir	650 - 850	120	compact clay
2	Kama	1953 Oct.	Kama	1 100 - 1 400	149	silty clay
3	Kakhovka	1955 July	Dniepr	1 500 - 1 700	230	fine sand silts
4	Gorky	1955 Aug.	Volga	1 200 - 1 300	280	sands
5	Volga (Lenin)	1955 Oct.	Volga	3 800	340	-
6	Kayrak Kum	1956 Apr.	Syr-Darya	610 - 650	85	comp. sands breccia
7	Novosibirsk	1956	Ob	1 180 1 520	42 40	-
8	Volga (XXII Reun.)	1958 Oct.	Volga	4 500	300	sands
9	Bratsk (2nd stage)	1959 June	Angara	3 200	-	diabase hard
10	Pavlovskaya	1958 Jan.	Ufa	145	-	grav. dolom
11	Mamakan Naryn	1960 Sept.	Mamakan	156	-	rock
12	Kievskaya	1964 Oct.	Dniepr	520	-	-
13	Hantaiskaya	1967 Oct.	Hantai	515	-	rock
14	Ust-Ilim	1969 Aug.	Angara	3 000	151	rock
15	Nurek	1966 Mar. 1969	Vakhsh	2 790	-	alluv.

(a) HT = Horizontal tipping

PT = Point tipping (End dumping)

CLOSURES IN USSR

Differential head	Discharge per lin. m	Specific power	Maximum velocity	Type of closure (a)	Material used
m	m ³ /s perm	(t.m)/s	m/s		
1.97	5.0	2.2	-	HT	Stone : 25 cm ; 3.6 ton cybes, use of railway platform on bridge ; 10 m ³ /h
1.35	8.73	6.1	-	HT	Stone : 40 cm ; cubes : 4.2 ton, 24 m ³ /h
0.94	7.0	1.0	5.5	HT	Quarry lime : 40 per cent - 10 cm ; cubes 2.4 ton ; tetraeds 5 ton ; steel elements ; hydraulic fill 55 m ³ /h
0.88	4.8	1.0	-	HT	Stone : 25-40 cm ; reinf. concr. cubes 2.5 and 5 ton ; steel structur. Units. 65 m ³ /h
1.96	11.0	8.0	5.5	HT	Stone : 25 per cent 40 cm ; 8-10 cm and fines ; tetraeds 10 ton
1.34	7.4	-	3.0	HT	Rock : 60 per cent 10 cm ; 25 per cent 30 cm 1 m r.concr. cubes 2.5 ton ; tetraeds 5 ton
1.73 2.16	33.0	-	5.6	HT	P. Tipped rockfill and precast. concr. blocks up to 10 ton ; 165 m ³ /h
2.0	15.0	10.0	4.1 5.8	HT	Rockfill ; c. cubes 1 ton ; tetraeds 10 ton, 1 200 m ³ /h
2.96	-	127	-	HT	Select rock : 6 ton ; diabase blocks 25 ton ; 800 m ³ /h
1.05	-	-	4.2	PT	Rockfill ; c. cubes : 3 ton
1.63	-	-	4.5	PT	Stone 20-60 cm ; rocks : 1.5 - 6 ton 130 m ³ /h
0.53	-	-	2.3 (mean)	PT	Sand, stone : 20-30 cm ; c. tetraeds 5 ton
5.15	-	-	-	PT	Strings of steel elements up to 25 ton : 210 m ³ /h
3.82	11.4 17.6	-	6 - 7	PT	Strings of rock up to 15 ton on 25 mm cables ; 600-650 m ³ /h ; 30 per cent silt ; 70 per cent argelite and sandstone
5.45	10 - 40	400	10.0	PT	Broken and oversize rock : 12-14 ton strings of 3-4 rocks ; monolithic r. concrete ; abutment blast filling of 200 000 m ³ of rock

TABLE 2. DATA ON RIVER CLOSURES IN BR							
N°	Scheme	Date of closure	River	Discharge during closure	Width final gap	Depth	Differential head
				m ³ /s	m	m	m
16	Bonneville	1934	Columbia (USA)	-	39	23	2.4
17	Genissiat	1939	Rhône (France)	400	61	8 ⁺ ₋	4.3
18	Davis	1948	Colorado (USA)	710	110	30	-
19	Mc Nary	1951	Columbia (USA)	4 310	73	18	> 5
20	Fort Randall	1952	Missouri (USA)	795	270 ⁺ ₋	5 ⁺ ₋	1.0
21	Chief Joseph	1954	Columbia (USA)	280	15	-	-
22	Albeni Falls	1954	Pend Oriele (USA)	475 ⁺ ₋	40	-	1.2
23	Paulo Alfonso	1954	São Francisco (Brazil)	1 000	44	7-14	-
24	Dalles	1956	Columbia (USA)	1 000	150	52	3.0
25	Barra Bonita	1958	Tietê (Brazil)	300	20	-	-
26	San Mien	1958	Yellow (China)	1 610 2 000	-	-	5.4
27	Jupiá	1966	Paraná (Brazil)	4 000	100	15	2.27
28	Wloclawek	1968	Wisla (Poland)	850	100	8.0	0.65
29	Ilha Solteira (Final closure)	1972	Paraná (Brazil)	4 230	350	18.0	(Total)
30	Tucuruí (Phase 2)	1978 (Dec.)	Tocantins (Brazil)	3 800	450	30 ⁺ ₋	1.4
31	Itaipu	1978	Paraná (Brazil)	8 100	300	25.0	3.86
32	Gezhouba (Final closure)	1981 (Jan.)	Yangtze (China)	4 400	210	-	3.23

(a) HT = Horizontal tipping

PT = Point tipping (End dumping)

AZIL, CHINA, FRANCE, POLAND AND USA

Type of material	Max Velocity	Type of closure (a)	Material used
	m/s		
Rockfill 5.5-27 t	6.0	HT	
Rockfill 30-400 kg	-	HT	500 steel tetrahedron 2.3 m high, 130 kg weight anchored by cables ; 2 cofferdams
Rockfill 1.0 t	-	HT	Use of steel structures
-	10.5	HT	2 000 tetrahedron 11.0 t ; 75 mm \emptyset cableway
Limestone up to 350mm. Sand	6	HT	Hydraulic fill 75 mm \emptyset limestone
-	-	PT	Anchored 18 t stones
Rockfill 5 t ; 2 t average	3.6	PT	
Rockfill	3.5	HT (2)	Placing rock in front of steel mesh
Rockfill 4-5 t	5.5	PT	
Stones	4 ⁺ -	PT	Tetrahedron 2 t
Rockfill	-	PT	Concrete piles d = 0.25 m spaced 2 m. Tetrahedron 9 to 15 t. concrete block 53 m ³
Rockfill	6.0	PT	Block of 4-10 up to 15 t. Specific power = 20 (t.m)/s
Rockfill	3.0	PT	Block 5-10 t ; fascine mattress
Rockfill	4.5 ⁺ -	PT	Final closure using two parallel cofferdams, end-dumping rockfill up to 3 t (max. average size 500). Diversion thru 16 power house units ($\Delta h_1 = 1.2$ m ; $\Delta h_2 = 0.7$ m loss of head over 2 cofferdams)
-	5.0	PT	Closure by two cofferdams end-dumping rock up to 11 t. Specific power = 36 (t.m)/s (estimated)
-	5.0	PT	Four rockfill dikes with clay core in between ensured closure of deep channel diversion thru special concrete diversion structure with 12 openings and gates placed in diversion canal. End-dumping rock up to 2-3 t
Rockfill	7.0	PT	Large size rocks, tetrahedrons, gabions up to 25 t

- a - except for a short drop, the river flow was increasing which resulted in certain downstream level fluctuations .
- b - there was a substantial increase of differential head (Δh) from 0.50 m as the gap opening was reduced from 150 to 30 m, to approximately 1.5 m.
- c - there was also a corresponding increase in specific power from 11.0 to a maximum of 21.0 (t.m)/s per linear metre.
- d - difficulties were experienced after filling the 15 m deep channel and filling of the shallow rock ledge initiated. When the water depth was reduced to less than 5 m the flow regime has changed into over-critical and even the largest blocks were at times carried away.
- e - the final loss of head was 2.27 m or somewhat higher than given in the models, possibly on account of the incomplete removal of cofferdams surrounding the spillways.
- f - some difficulties were experienced in making impermeable the downstream cofferdam dumping clay on the outside (downstream) over an area where a large amount of rocks was carried away and deposited by water downstream. The clay dumped in water outside had to be extended to about 150 m downstream to seal effectively this section. The upstream cofferdam was then built without much difficulties. No problem in dewatering the cofferdam was experienced after cofferdam was tightened from the outside in a manner described above. Subsequently compacted clay was placed on the inside in dry and a modest 200 m³/h pumping rate indicated that a relatively tight sealing was established.

The following equipment was assembled for closure :

Excavators for loading stones	4	Bucyrus 71-B
Wheel loaders	1	Caterpillar 977
Tractors	9	Cat. D-7
Trucks	17	Euclid R-20
Dumpers	18	Koehring M-100
Graders	4	Caterpillar - 12E

This equipment proved to be quite adequate allowing placement of up to 500 m³ of rock per hour. The described case constitute the first large river closure in Brazil and possibly the most difficult one. The closure could have been made easier by using twin cofferdams thus reducing the loss of head by approximately one half or making final closure over the deep channel section proceeding from the right to the left bank. However, these measures would require a higher concentration of equipment and other logistics in hauling material over extended route across concrete structures.

5. ILHA SOLTEIRA PROJECT (1967-1974)

5.1 Project description

Ilha Solteira located 60 km upstream of Jupia is the second power station of the Urubupunga System. For location see Fig. 4. The watershed upstream of Ilha Solteira extends over an area of 377 000 km² and the average yearly discharge is 5 200 m³/s. The 1 in 10 000 years design flood is 40 000 m³/s. The power house and overflow spillway structures are placed on sound rock in the river and flanked on the right by homogeneous earth dam and on the left by earth-rock dam. The dam is 6.2 km long and 80 m high above the lowest foundation level.

Presently Ilha Solteira is the largest power plant in operation in Brazil with 20 x 160 MW Francis type units (3 200 MW) in operation. The first units went into operation in 1973. Provision for future navigation are made at both Jupia and Ilha Solteira. For layout and river diversion scheme see Fig. 6 .

5.2 River diversion studies

The first stage cofferdam 1 and 2 were constructed to excavate and built the spillway and the power house. These cofferdams of the type shown Fig. 1 section AA were built by end-dumping rock from the left to the right bank. The summary below briefly describes the final river closure, using rather unusual diversion through 16 power house units. Hydraulic model studies indicated that final river closure could be made closing the remaining river channel and diverting the flow through 16 out of 20 partially completed power house units. The remaining four units were sealed for turbine erection. Special provisions were to be made to prevent damage to power house structures during routing of construction floods.

The closure was studied on 1:100 scale model at the site for discharges ranging from 4 000 to 7 000 m³/s. The construction diversion flood was 23 000 m³/s (100 years return).

Two types stones (G 1 and G 2) were proposed for closure. G 1 range was up to 1 000 kg with average weight of 25 kg. Type G 2 was up to 2 500 kg weight, average weight of 350 kg.

Diversion through the partially completed power house units of 23 000 m³/s construction flood required model studies which indicated that each unit had to be provided with a special reinforced concrete deflection block shown Fig. 7. The units were also closed with concrete slab on the top. Diversion through the intakes also necessitated the erection of strangulation inside the intakes, i.e. steel plates welded to the intake emergency gate guides, reducing the width by some 70 cm at each side, inducing energy dissipation. This arrangement was erected in six intakes and worked out satisfactorily all the time it was needed, i.e. until the spillway discharges downstream were sufficient for the Jupia plant demand of water.

In order to pass the diversion design flood of 23 000 m³/s through 16 intakes, it was estimated that the water would rise to elevation + 300 m upstream, therefore it was necessary to built the dam in the closure section to at least this elevation. Considerations were also made about the possibilities to manage a peak inflow of 27 500 m³/s estimated to have a recurrence interval of 1 000 years. It was found possible to manage also that peak with a temporary raising of the earth-dam from El. 301 to 306 m. Provisions in the form of temporary deflection blocks would have also withstood this discharge with somewhat lower safety margins.

5.3 Actual closure

Two parallel rockfill cofferdams were advanced by end dumping from the right bank across approximately 500 m of the remaining gap towards cofferdam 2 ; see Fig. n° 6. It took 20 days to close the river. During the closure the river flow discharge diminished from 4 500 m³/s to 3 920 m³/s. The final total differential head across the two cofferdams was 1.85 m somewhat unevenly distributed across each cofferdam.

After the closure, work proceeded in heighening and tightening the closure cofferdams, removal of the remaining sections of the cofferdam n° 2 and placing of clay as impervious material on the outside. Dewatering of the closure cofferdams by pumping 1.3 hm³ of water and seepage was done in ten days using 20 pumps of 970 kw total capacity placed on floats without much problem.

To extend seepage path and to facilitate foundation clean-up, the closure coffer -

dams were extended outwardly and not incorporated into the dam proper. The space between upstream closure and the auxiliary cofferdam was filled with clay blanket as no foundation treatment was undertaken. The large volume of earth dam (6 hm^3) in this section was not possible to place within available time, therefore only an upstream section of the closure earthdam was built to elevation 301 m a few metres ahead of rising water level (see Fig . 7).

The actual diversion proceeded without complications following carefully prepared schedule. The maximum construction flood discharge through the power house was only $12\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ (April 1973). After the closure no serious damage was found at concrete or mechanical structures within the power house units. Some dredging of alluvial sand along the cofferdam was undertaken prior to cofferdam construction, otherwise most of the alluvial deposits were eroded by floods after cofferdam n° 1 was placed.

The following quantities of material and equipment were used in final diversion :

Removal of cofferdam 2 : $180\,000 \text{ m}^3$
Closure cofferdams (upstream and downstream) : $133\,000 \text{ m}^3$

A small amount of large stones (5-6 t) was stockpiled for emergency.

The principal equipment used was :

CAT-769 : 15 units
ENC-R-20 : 10 units
ENC-R-22 : 19 units
PH-315 (shovel): 1 unit
Loader CAT-988 : 2 units
Loader CAT-966 : 4 units
Loader CAT-944 : 1 unit
Tractor CAT-08 : 12 units
Tractor CAT-07 : 4 units

Seepage into the cofferdam was of the order of $1\,000 \text{ m}^3/\text{h}$

6. TOCANTINS RIVER DIVERSION AT TUCURUI

6.1 Project description

Tucurui is the largest Brazilian owned power project under construction. The first 12 units of 330 MW (3 960 MW) will go on line from 1983 to 1987, and eventually a second power house will bring the final capacity to 8 000 MW. This power is destined to supply electricity to Brazilian cities in the north and to develop bauxite, iron and other resources in the north.

Located in the state of Pará, Amazon Region, Tucurui is a concrete gravity dam flanked by rock and earth embankments that stretches over 7 km across the flat Tocantins River Valley, 300 km south of coastal city of Belém (see Fig. 4).

The catchment area is $767\,000 \text{ km}^2$, the average annual flow (1931-1980) is approximately $11\,020 \text{ m}^3/\text{s}$, the maximum height of this dam is 85 m. The main quantities in excavation, earth-rock and concrete are respectively 40, 69 and 6 hm^3 . The dam is provided with navigation lock.

6.2 River closure studies

The river diversion stages and relevant details on the central river channel

closure (Phase 2), as shown Fig. 9 are as follows :

Phase 1 Stage 1 (Fig.9a) : Cofferdam was built on the left bank enclosing power house and spillway with 40 chutes in the spillway base for final diversion ;

Phase 1, Stage 2 (Fig.9b) : Making use of a string of islands, an auxiliary cofferdam A was built on the right bank with flow passing between stage 1 and 2 cofferdams ;

Phase 2 (Fig. 9c.) : The central river channel was closed using two parallel cofferdams and river flow diverted through channel opened through cofferdam A along the right bank ;

Phase 3 (Fig. 9d) : Final closure and diversion of river into temporary 40 chutes located in the spillway structure using twin cofferdams, closing the remaining channel near right bank and simultaneous opening of phase 1 cofferdam around the spillway.

The phase 2 closure of the central river channel mentioned above was adopted after several alternatives were carefully studied, using hydraulic models of 1:150 scale and successfully completed in 1978.

The result of studies indicated possibility of closing \pm 40 m deep natural channel by end dumping two parallel rockfill cofferdams, spaced 350 m apart.

This work was scheduled for the dry season when river discharges are normally from 4 000 to 10 000 m³/s. A concrete "deflector wall" had to be built inside the cofferdam A to withstand high flow velocities, removal of cofferdam A and improvements by dredging of channel along the right bank were also necessary for routing construction floods up to 51 000 m³/s (1 in 25 years return period). Difficulties were foreseen in dredging up to 20 m deep alluvial deposits within the deep river channel, as well as placement of clay and transitions material in 40 m deep water. Fortunately, most of the alluvium had been eroded by floods during the previous stage after the river channel width between Phase 1. Stages 1 and 2 cofferdams had been substantially reduced.

Hydraulic model test further indicated that when the gap opening was reduced to approximately 150 m, the flow turned turbulent with high specific power and velocity. Under such conditions Izbash's method to determine the required weight of elements was found to be inadequate. For the final closure conditions it was recommended to use stones up to 2.0 m in diameter (\pm 11 t), otherwise the required dimensions varied between 0.40 to 1.0 m.

6.3 Actual central river closure

Work was initiated on June 20, 1978, when the river discharge was made over the deep river section, when the river flow diminished to 3500 m³/s on September 6, concrete deflector wall and short sections of upstream and downstream rockfill cofferdams were built under the protection of cofferdam A ahead of closure. Phase 2 cofferdams were advanced proceeding from the left to the right and closure made against previously built short sections of cofferdams extended from cofferdam A. Part of cofferdam A parallel to the river flow was reinforced and retained as part of phase 2 cofferdam.

Advance of both cofferdams went smoothly and by the end of August upstream rockfill cofferdam was completed. Rockfill between 0.10 and 0.50 m size in diameter was actually used and up to 11 t rocks were used against higher discharge at the beginning and at the end of closure when high velocity flow became turbulent.

Dredging of alluvium that remained in the channel was done. Divers used underwater "side scan sonar" and "video-tape" to check on dredging, placement of

transitions and on slope stability. Some minor slides occurred when placing clay and transitions in deep water.

The final closure was made along the upstream cofferdam where differential head reached approximately 2.0 m.

Measured and estimated data under ideal conditions for 4 000 m³/s flow is given Fig. 10 and typical cross sections of the cofferdams are shown Fig. 11.

High specific power and corresponding velocities were predicted in model testing, advance n° 6 along the upstream cofferdam and were actually observed during the closure, see Fig. 10.

As shown Fig. 11, rockfill cofferdams were made impermeable by placing clay under water on the outside, and the closure dam section inside is now being constructed in dry.

Stage 3 (final) closure was completed by the end of December, 1981, without much problem. Closure was effected along the upstream cofferdam at flows of approximately 4 400 m³/s. At the initial and final stages of closure large rock up to 1.20 m in diameter had to be used to face high specific flows and up to 6.5 m/s velocities. Otherwise, small rocks or material from required cofferdam removal were used (phase 1), and the river flow diverted through 40 temporary chutes provided at the bottom of the spillway after removing the surrounding phase 1 cofferdams.

During construction in March 1978 a short section of phase 1 cofferdam had been breached due to piping, and repaired without much delay.

In March 1980 the same cofferdam had to be urgently raised 3 m to face a record 68 400 m³/s flood to prevent its overtopping.

7. CLOSURE OF PARANÁ RIVER AT ITAIPÚ

7.1 Project description

Itaipú is presently the largest Bi-Nacional (Brasil and Paraguay) power project in the world, located + 20 km upstream of its confluence with Iguazu River, see Fig. 4.

The catchment area is 820 000 km², the average yearly flow is 8 460 m³/s. The main intake dam is of a hollow gravity type, 183 m maximum height. The spillway is designed for 62 200 m³/s maximum capacity. The 18 x 700 MW units bring the total installed capacity to 12 600 MW.

7.2 River diversion studies

Data on river diversion was described in details at Brazilian Seminars in 1978, 1980, and XIII ICOLD Congress, 1980, on Large Dams and other publications. From the published data the relevant information is given below. Fig. 12 shows the diversion stages and Fig. 13 the longitudinal and cross sections of typical main upstream cofferdam.

For 30 000 m³/s construction flood (1 in 100 years return), it was economically feasible to divert the river through excavated/diversion channel (22 hm³ of rock excavation) located on the left abutment. The excavated rock was consumed as concrete aggregate, in cofferdam and in rockfill embankments.

The diversion scheme and stages as shown Fig. 12 (abc) according to, Contrim et al, 1978, Krauch 1979, are as follows :

Stage 1 (Jan. 1976 - Oct. 1978) - Excavating channel on the left bank and concreting diversion structures to Elev. 125 m.

Stage 2 (Oct. 1978 - Apr. 1980) - Constructing main cofferdams, consisting of two twin rockfill dikes with impermeable clay in between the dikes.

Stage 3 (Apr. 1980 - Oct. 1981) - Building, main closure dam, power house, spillway and diversion structures inside the diversion channel.

Stage 4 (Oct. 1981 - Oct. 1982) - Closing diversion structures and filling of reservoir.

It was estimated that for the construction flood of 30 000 m³/s the total differential head across the two main cofferdams spaced 800 m apart were not to exceed 7 m, evenly distributed between the two cofferdams for simultaneous closure. No overtopping the upstream cofferdam was allowed. All rock material prepared for closure was divided into the following four classes, Santos 1980 :

Class I - Less than 0.30 m in diameter.

Class II - "Tout Venant" from required excavation, less than 0.60 m.

Class III - Material between 0.60 and 1.20 m.

Class IV - Large blocks over 1.20 m.

4 000 concrete tetrahedrons (8 t each) were prepared for emergency use.

Studies were made to build rockfill cofferdams (dikes A, B, C, D) to stragulate the river until scouring velocities are to be reached and to induce scour of the alluvium covering the river bed ahead of diversion. Special equipment and methods were devised to remove alluvium and to place and control placement of clay and transition material in deep water (50 m depth). The maximum velocities in unlined structures were not to exceed 15 m/s.

7.3 Actual river diversion

The river was diverted through the diversion channel in October 1978 on schedule under favorable conditions. Due to severe draught Paraná and Iguazu Rivers had exceptionnaly low flow of 8 100 m³/s and 1 000 m³/s respectively. Main cofferdams were closed in March and the riverbed dewatered in April 1979.

The maximum total differential head across the two main cofferdams was 3.86 m, evenly distributed between the cofferdams. The dypical cross and longitudinal sections of the upstream cofferdam are shown Fig. 13.

Class I and II (Tout Venant) material were used in end-dumping rockfill cofferdams until the total differential head across the two cofferdams reached + 1.50 m, or one half of this value across each cofferdam, therefrom class III and IV rocks were needed. Concrete tetrahedrons were not required or used in this closure.

Underwater cleaning of alluvium in 50 m depth was done using special technique and suction dredge, clam-shell and backhoe all mounted on floats. Plancing of clay between the rock dikes was done using "Squeezing" method or forcing clay downward into water by tractor blade in order to retain its original water content and to maintain a relatively steep slope. The control of the 34 000 m³ of alluvial material removed from the river bottom was done using underwater "side scan sonar" and "video tape". All material placed above water level at elevation ± 100 m was compacted.

It took 45 days to remove all the water inside the cofferdams, the inflow into the enclosure being a modest 30 l/s, so that work on the power house inside was initiated and completed ahead of schedule.

The cofferdam behavior was found to be quite satisfactory.

8. CONCLUSIONS

The following are the main conclusions gained from Brazilian experience on large river closures:

a) Hydraulic model study is a reliable tool in determining flow distribution, velocities, head losses, etc.

b) Empirical, analytical and model studies to determine the weight of stones to be used for a given conditions are less reliable, particularly in end dumping closure or when high velocity, turbulent or over-critical flows are involved. In such cases the size of stones obtained analytically are often on the unsafe side. This fact has been observed at Furnas, Chief Joseph, and Jupia closure where substantially heavier rock than estimated had to be used.

c) A generous factor of safety in selecting the size of stones has to be used to prevent excessive loss of material, compatible with the overall economy.

d) On several large closures in Brazil involving high flows, empirical and Izbash approaches gave considerably lower stone sizes than actually required. Although no reliable relationship between the weight of stones and specific power of the stream (P_s) is available, it seems promising to establish such as a guide to predict difficulties in closure operations. Our experience indicate that in high flow concentrations when P_s exceed 6 or 10 (t.m)/s per linearm, large blocks are required, refer to Fig. 14 showing relationship between published or estimated values of P_s and the weight of stones used in actual river diversions.

e) Typical earth-rockfill cofferdam used in Brazil is shown Fig. 1. It is simple to build and reliable to operate. In case seepage or piping develops remedial measures such as dumping clay on the outside, placing inverted or weighted filter on the inside or isolating the affected section could easily be done.

f) Cofferdams as shown Fig. 11 (a) and Fig. 13 (a) are more complex to build and in case of piping the remedial measures are not simple nor readily available.

REFERENCES:

- Grimm, C.I. - Cofferdam in Swift Water for Bonneville Dam, Eng. News-Record, Vol. 115, Sept. 5, 1935.
- Jetty Construction Methods to Repair Bonneville Cofferdam - Engineering News-Record, Vol. 117, October 1, 1936
- Chief Joseph Arises, Eng. News Record, Vol. 150, June 18, 1937.
- Chang, Y.L., "Laboratory Investigation on Flume Traction and Transportation" Transactions ASGE, 1939.
- C.M. White "The Equilibrium of Grains on the Bed of a Stream", Proceedings Royal Society of London, Series A, n° 958, Vol. 174, Feb. 1940.
- Blanchet, Ch. - "Technique de la Construction des Barragens en Pierres Lancees dans l'eau Courante", La Hoville Blance, Vol. 1, 1946.
- Bishnu Das, 1946 - Journal of the Hydraulics Division, ASCE. November
- Kalinske, A.A. "Movement of Sediment as Bed Load in Rivers", Transactions American Geophysical Union, V. 28 Aug. 1947. Eng. News Record, June 24, 1948. p. 84-88.
- ASCE, 1948, "Review of Slope Protection Methods". Report of the Subcommittee on Slope Protection. Committee on Earth Dams Proc. Vol. 74.
- McNary Dam diversion's toughest job, Eng. News Record, Dec. 14, 1950
- Thatcher, J.R. - Twelve-ton Tetrahedrons Close cofferdam for McNary Civil Engineering, vol. 21, June, 1951.
- Straub, L.G. - Dredge Fill Closure of Missouri River at Fort - Randall, Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention, Sept. 1953.
- Souza, Antonio José Alves - Aspectos do Projeto de Paulo Afonso, Revista de Engenharia C.T.C., n° 36, 1955.
- Taming the Columbia at the Dalles, Eng. News Record, Vol. 155, Oct. 6, 1955.
- Torpen, B.E. - Large Rocks in River Control Works, Civil - Engineering, September 1956. (Bonneville, McNary, Chief Joseph, Albeni Falls, Dalles).
- Webster, M.J. - The Dalles diversion made with rock-fill dam, Civil Engineering, February 1957.
- Stubbs, F.W. - Handbook of Heavy Construction, 1959.
- Izbash S.V. and Khaldre, 1959 - Hydraulics of River Channel Closure. Translated by Cairns, London Butterworths.

- Pariset and Housser, 1959 - Rockfill Cofferdams built by toe Dumping.
- Hydroelectric Power Stations of the Volga and Kama Cascade Systems. 1960. National Science Foundation, Washington. D.C (Israel Program for Scientific Translations).
- Blanchet, Ch. - Les Grands Principes de Coupure des écoulements fluviaux et maritimes - La Houille Blanche n° 4, 1964.
- Hsu, S.J.C. 1964 Fechamento do Canal Profundo do Rio Parana - Usina Hidrelétrica de Jupia, Internal Publication by THEMAG Engenharia Ltda.
- Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, "Sediment Transportation Mechanics: Initiation of Motion, Progress Report", Journal of the Hydraulics Division, ASCE; HY 2, March, 1966.
- MacGregor W. Hancock P.H.D. - 1967 River Diversion at Furnas. Water Power, September.
- Oliver, H., 1967 - Through and overflow Rockfill Dams-New Design Technique. Proc. Inst. of Civil Engineers, London paper 7012.
- Nikolaev. Y.G., Yakobson. A.G. 1969, "Passage of floods during construction of hydroelectric scheme. (In Russian)"
- Hartung, F, Scheuerlein, 1970 - Design of Overflow Rockfill Dams. X ICOLD, Montreal.
- Nilolaev. Y.G., Yakobson; 1971 "Cofferdams in Hydrotechnical Construction. Energia (in Russian).
- Sandover, J.A. 1971 - Theories of Closures of Rockfill Dams. Proc. ASCE. Journ. Construction Division.
- Das, Bishnu P. 1972, Stability of Rockfill in End-Dump River closures. Proc. ASCE Hydraulic Division, Nov. HY 11.
- Das, Bishnu P., 1973, Theory of Closure of Rockfill Dams. ASCE Journal of the Construction Division, July. Discussion.
- Oliver, H., 1973 - Some Aspect of major River Diversion During Construction. XI ICOLD, Vol. 11, R. 63 Madrid.
- Cotrim, J.R., et al., 1978, Desvio e controle do Rio Parana Durante a Construção do Projeto Itaipu, XII Brazilian Seminar on Large Dams, São Paulo.
- Hsu, S.J.C., 1978. Potencial Específico D'Água em Estudos de Desvio de Grandes Rios: XII Brazilian Seminar on Large Dam, São Paulo.
- Andrade, R. Vianna de et al. 1979 construction planning and interface scheduling for dams and other features of Itaipu project. XIII ICOLD, Vol. I (Q 48, R 42). New Delhi.

Krauch, H., 1979 Discussion on Q 48, R 42, XIII ICOLD, Vol. V, New Delhi.

Santos, Orlando Gomes dos, Amorim, R., 1980, Itaipú Execução dos Diques de Enrocamento, transições e Argila Submersas das Ensecadeiras Principais, XIII Brazilian Seminar on Large Dams, Rio de Janeiro.

Amorim, R. 1980, Itaipú, Limpeza de Fundação Submersa das Ensecadeiras Principais. XIII Brazilian Seminar on Large Dams, Rio de Janeiro.

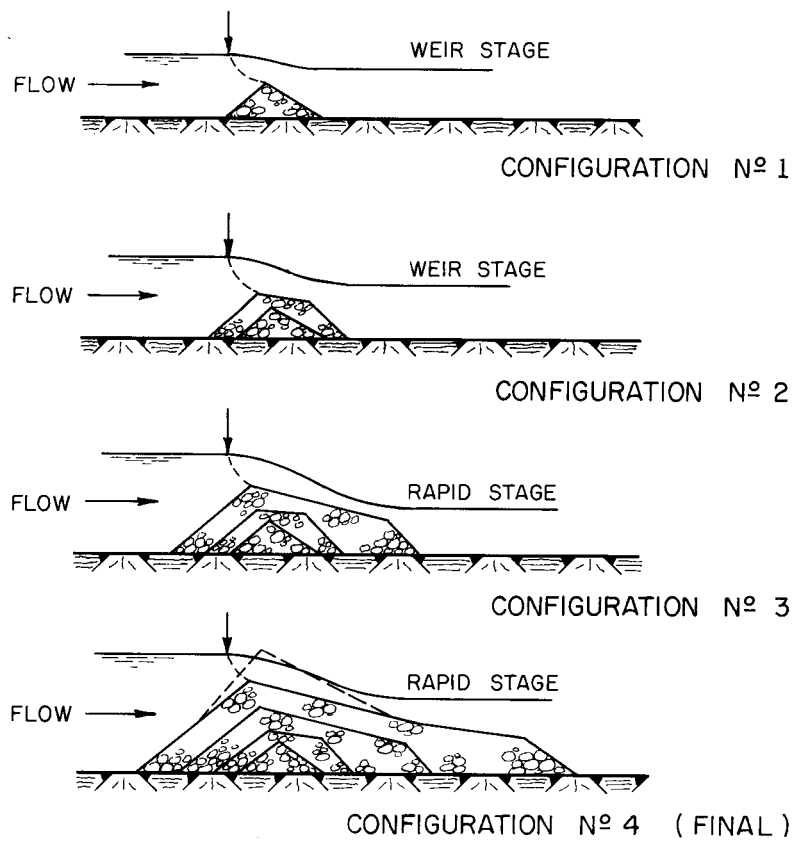
Santos, Orlando Gomes dos, Queiros R. dos Reis F., 1980, Itaipú Controle de Qualidade do Núcleo Submerso das Ensecadeiras Principais. XIII Brazilian Seminar on Large Dams, Rio de Janeiro.

Barbi, L. Adilson, Porto E.C., 1980, Instrumentação das Ensecadeiras Principais.

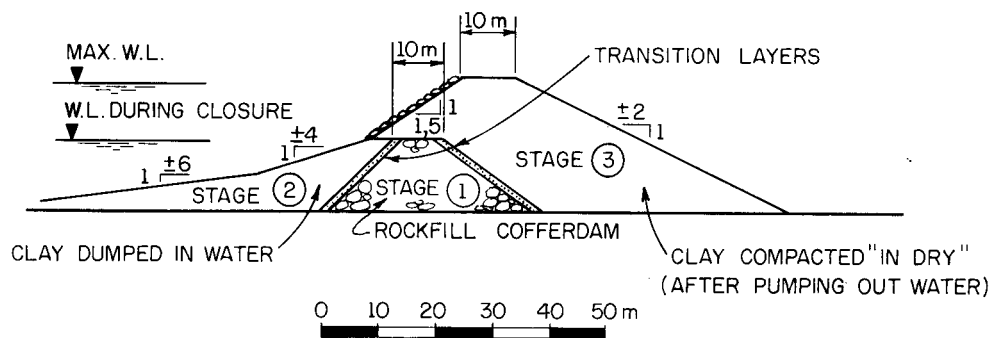
Pinto, Nelson L de S. 1980 . Condições de Equilíbrio de Soleiras de Enrocamento Submersos. XIII Brazilian Seminar on Large Dams, Rio de Janeiro.

Andrade R. Vianna, et.al., 1982, Construction of Rockfill dikes. Transition zones and clay core placed in deep water for Itaipú cofferdams. R.4.Q = 55, XIV ICOLD, Rio de Janeiro.

Santos, O.G. Dos, et.al., 1982. Quality control and instrumentation of clay core placed in deep water for Itaipú cofferdams. R.50, Q = 55.

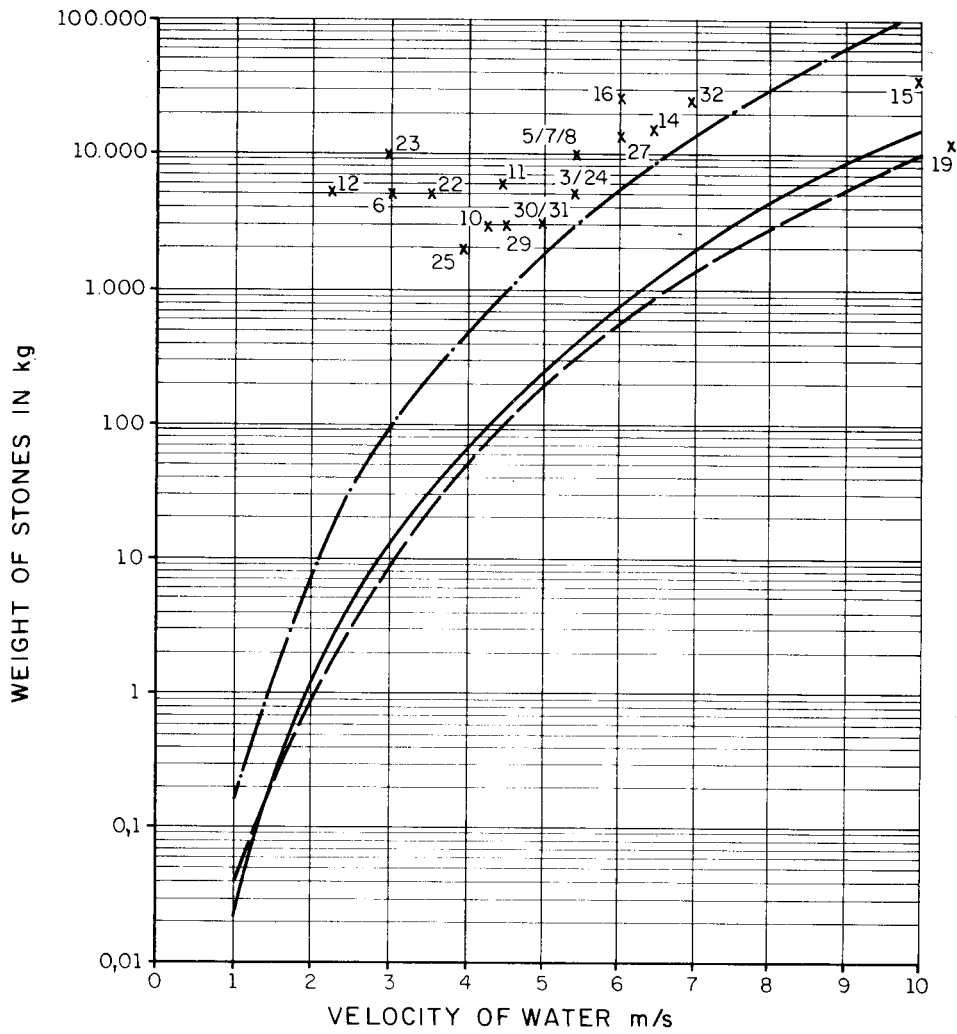


a) SEQUENCE OF ROCKFILL FORMATION PLACING ROCK IN FLOWING WATER , AFTER ISHBASH , 1959 .



b) EARTH - ROCK COFFERDAM
SECTION A-A (TYPICAL , USED IN BRAZIL)

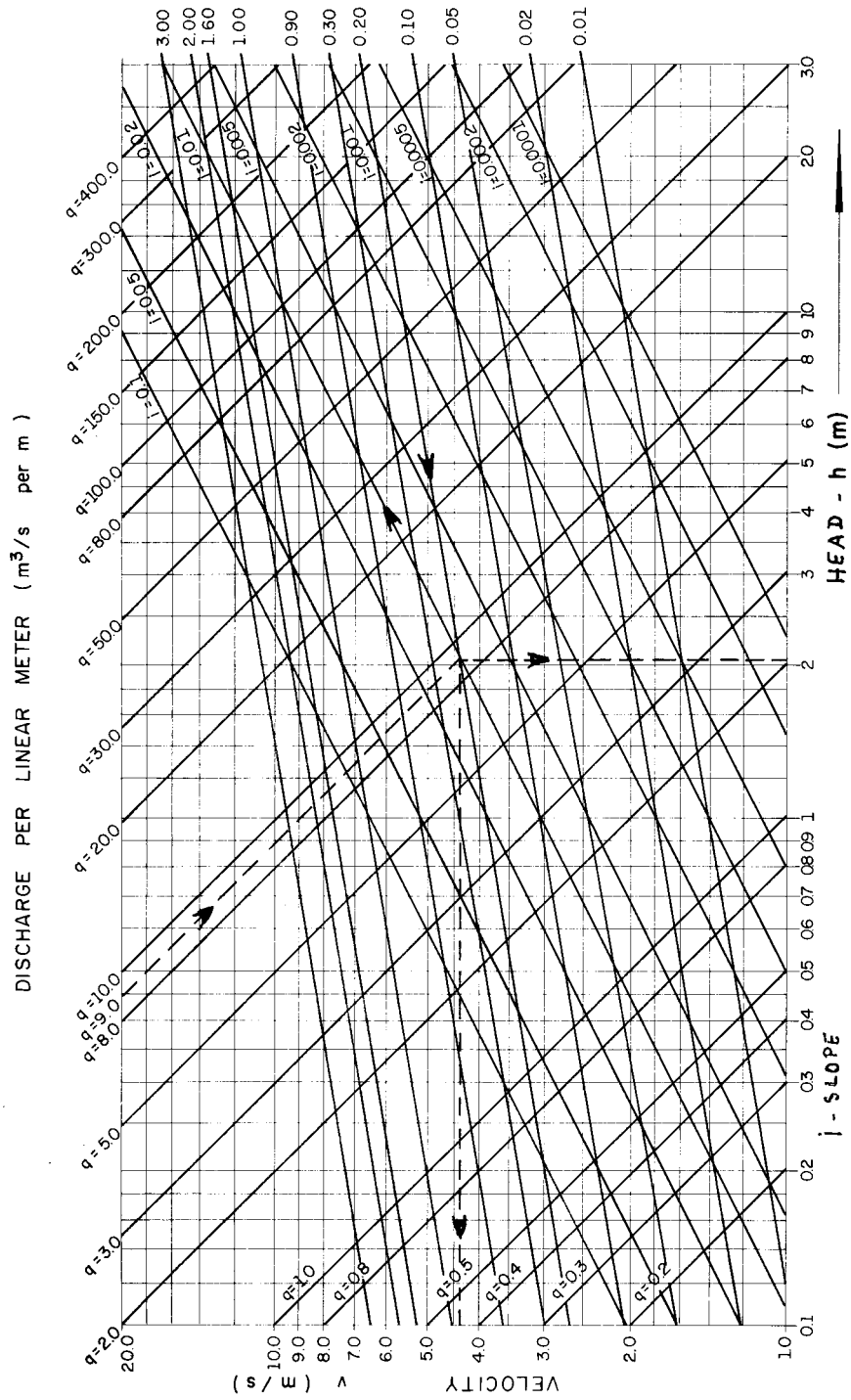
FIGURE 1



- - ROLLING RESISTANCE
 - · - - - - SLIDING RESISTANCE
 - - - - - AFTER U.S. ARMY ENGINEERS, 1951
 - x²⁷ - JUPIÁ, MAXIMUM VELOCITY VS. WEIGHT OF STONES USED IN ACTUAL CLOSURE, SEE TABLES 1 and 2.
- } - WEIGHT OF STONES 2,5 t/m³

**STABILITY OF STONES PLACED IN RUNNING WATER
(AFTER ISHBASH)**

FIGURE 2



STABILITY OF STONES USED IN COFFERDAMS, AFTER PINTO, (GRAPHICAL SOLUTION)

FIGURE 3

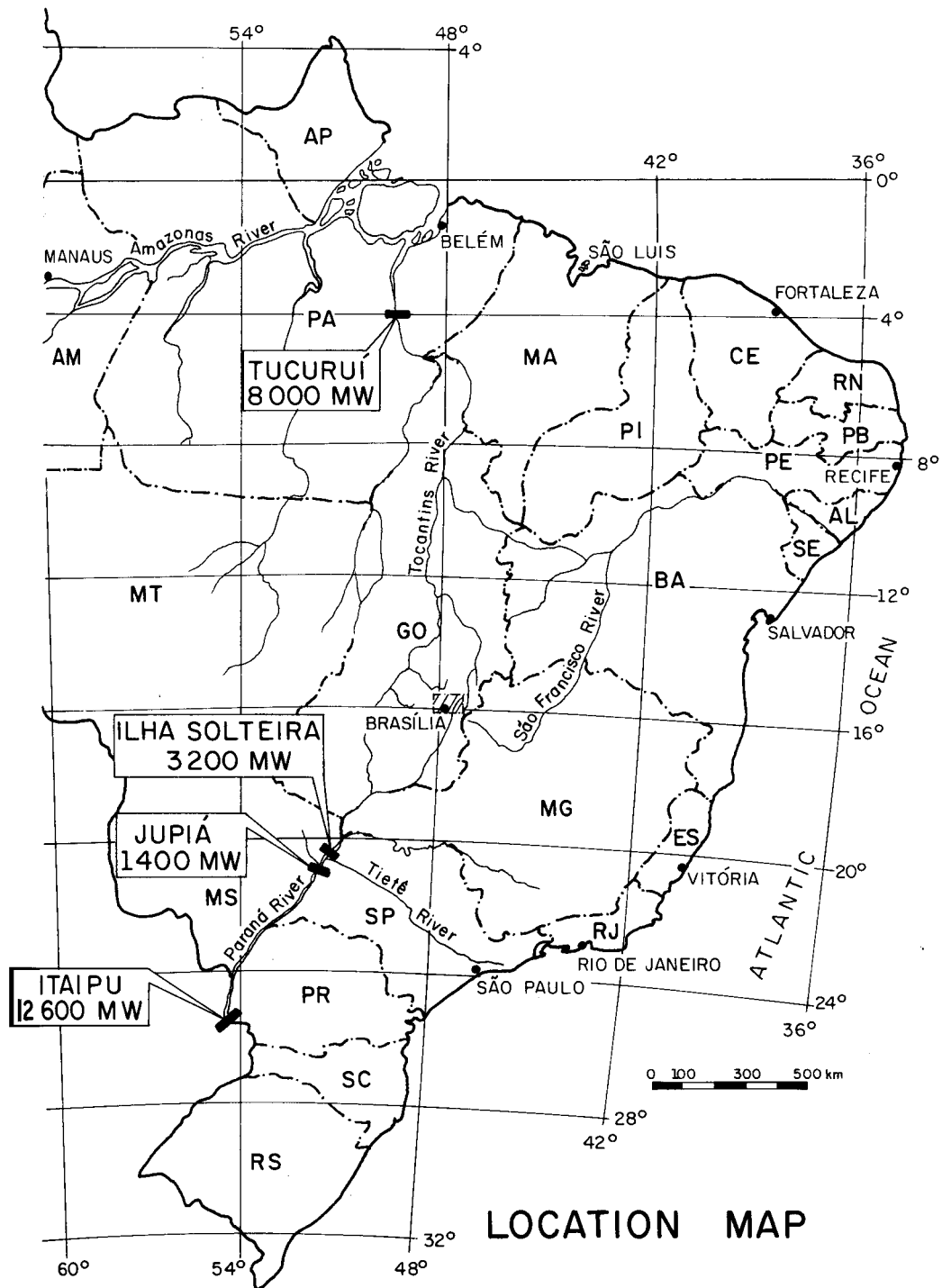
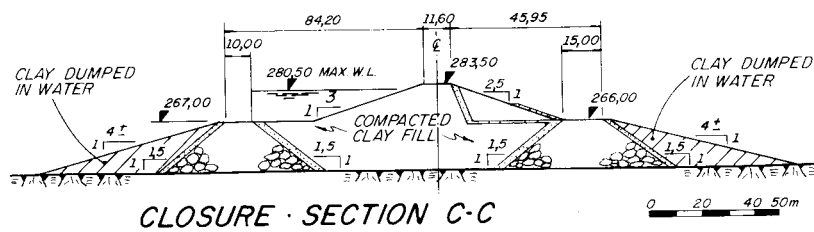
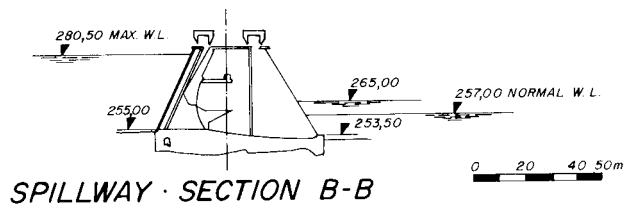
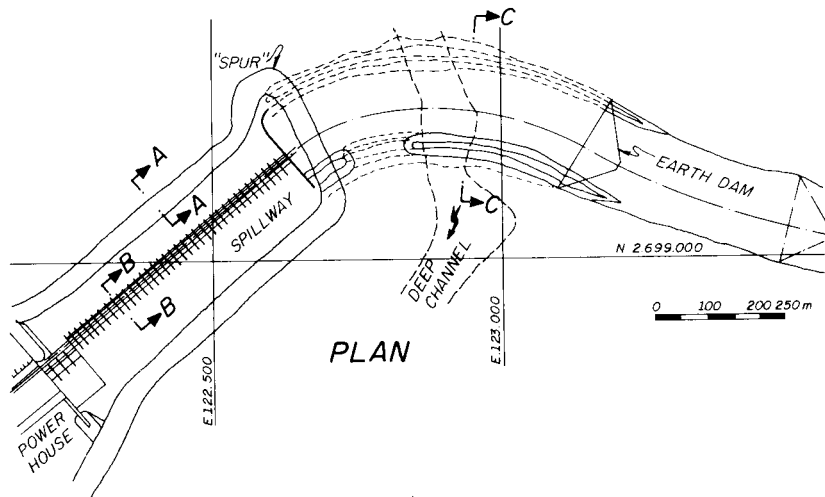
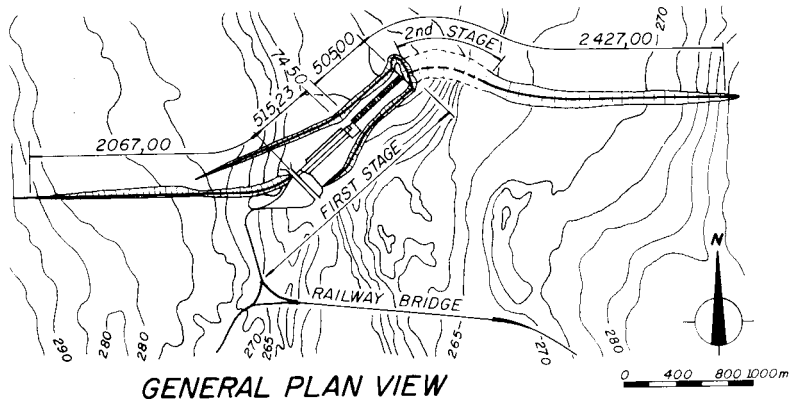
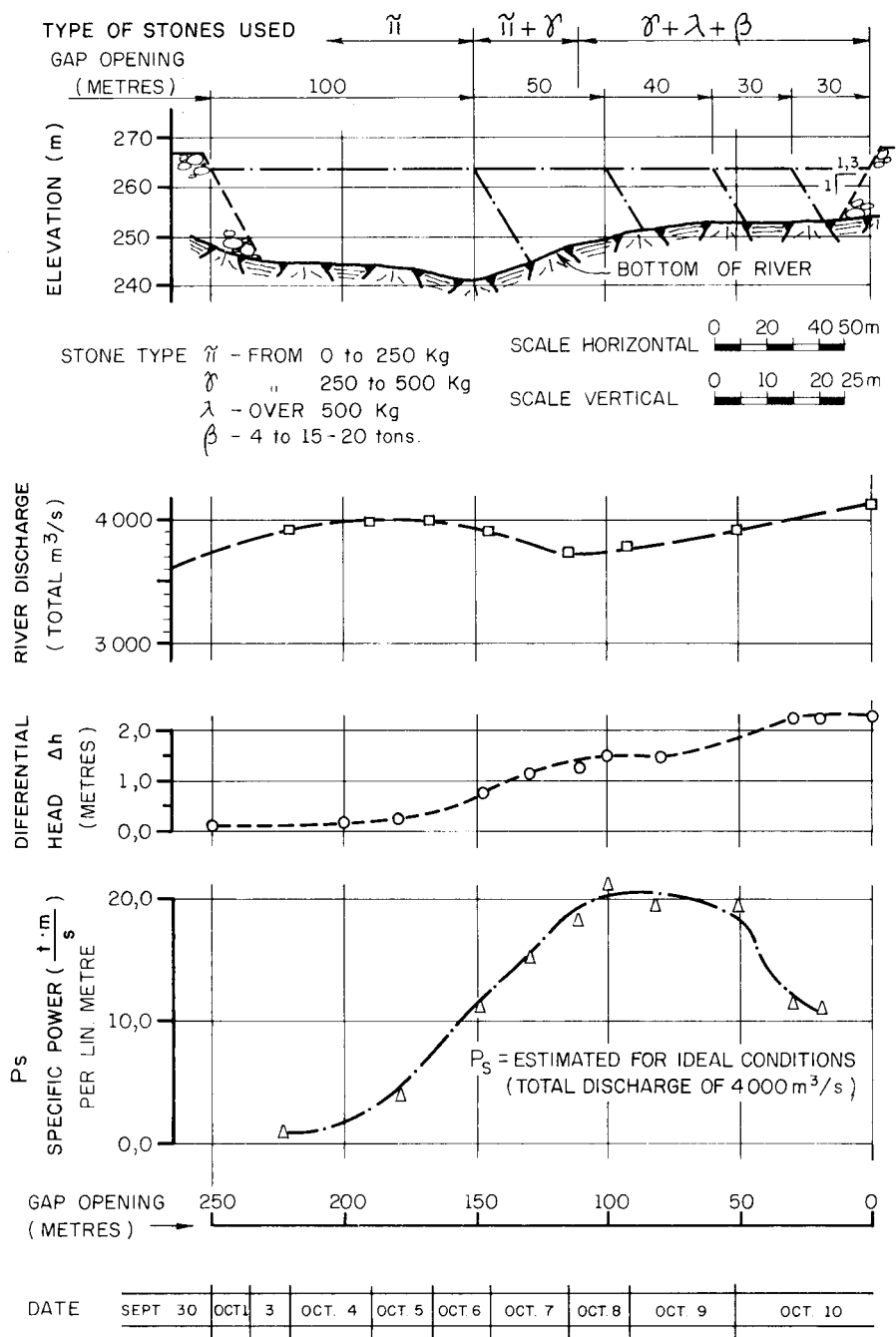


FIGURE 4



JUPIÁ PROJECT - FIGURE 5

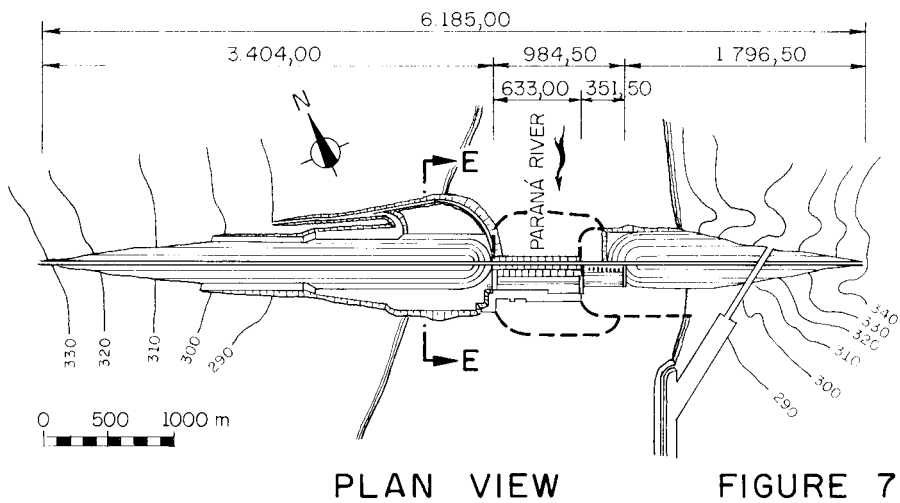
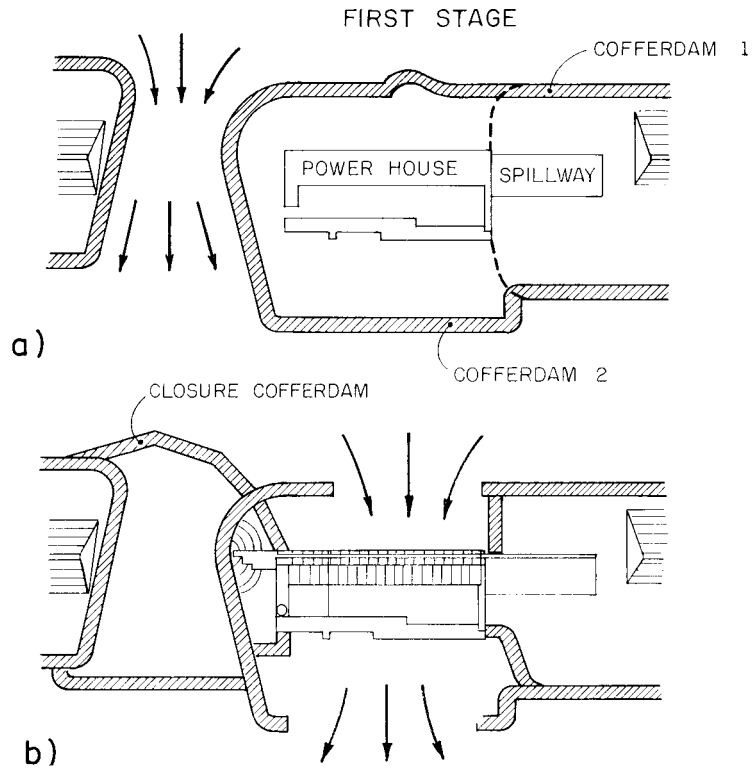


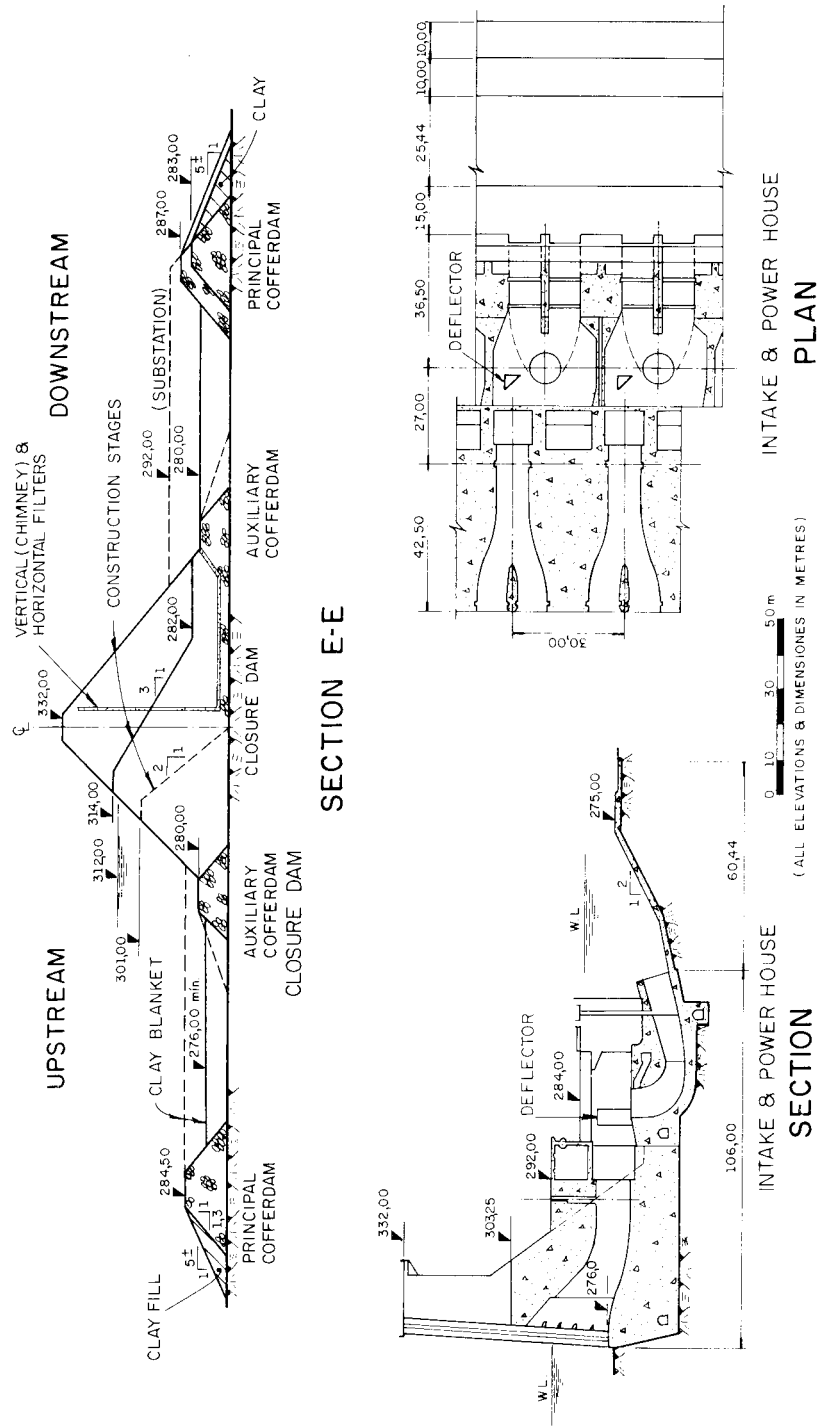
DATA ON PARANÁ RIVER DIVERSION AT JUPIÁ

FIGURE 6

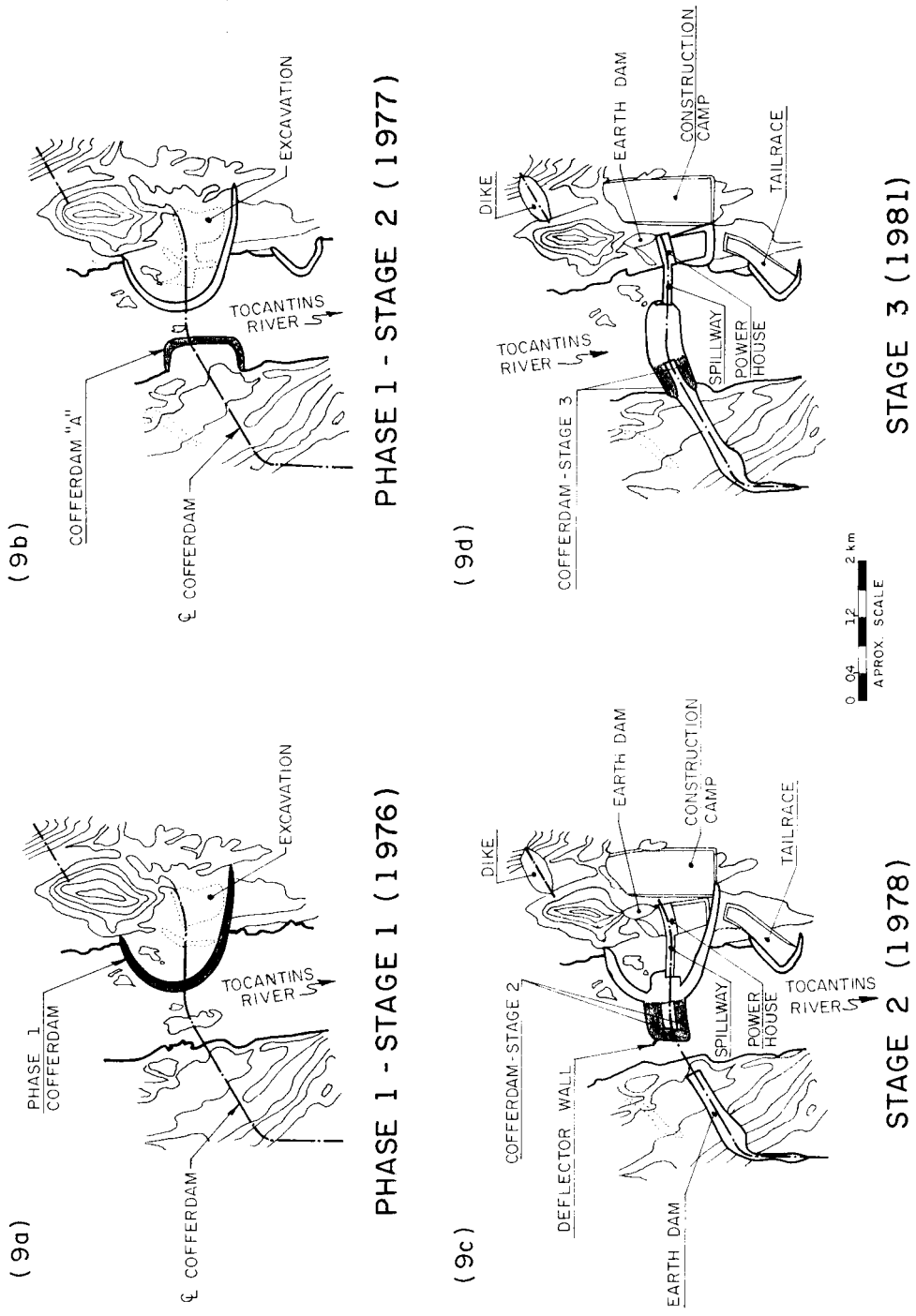
SEQUENCE OF FINAL RIVER DIVERSION

2nd STAGE (FINAL) RIVER DIVERSION



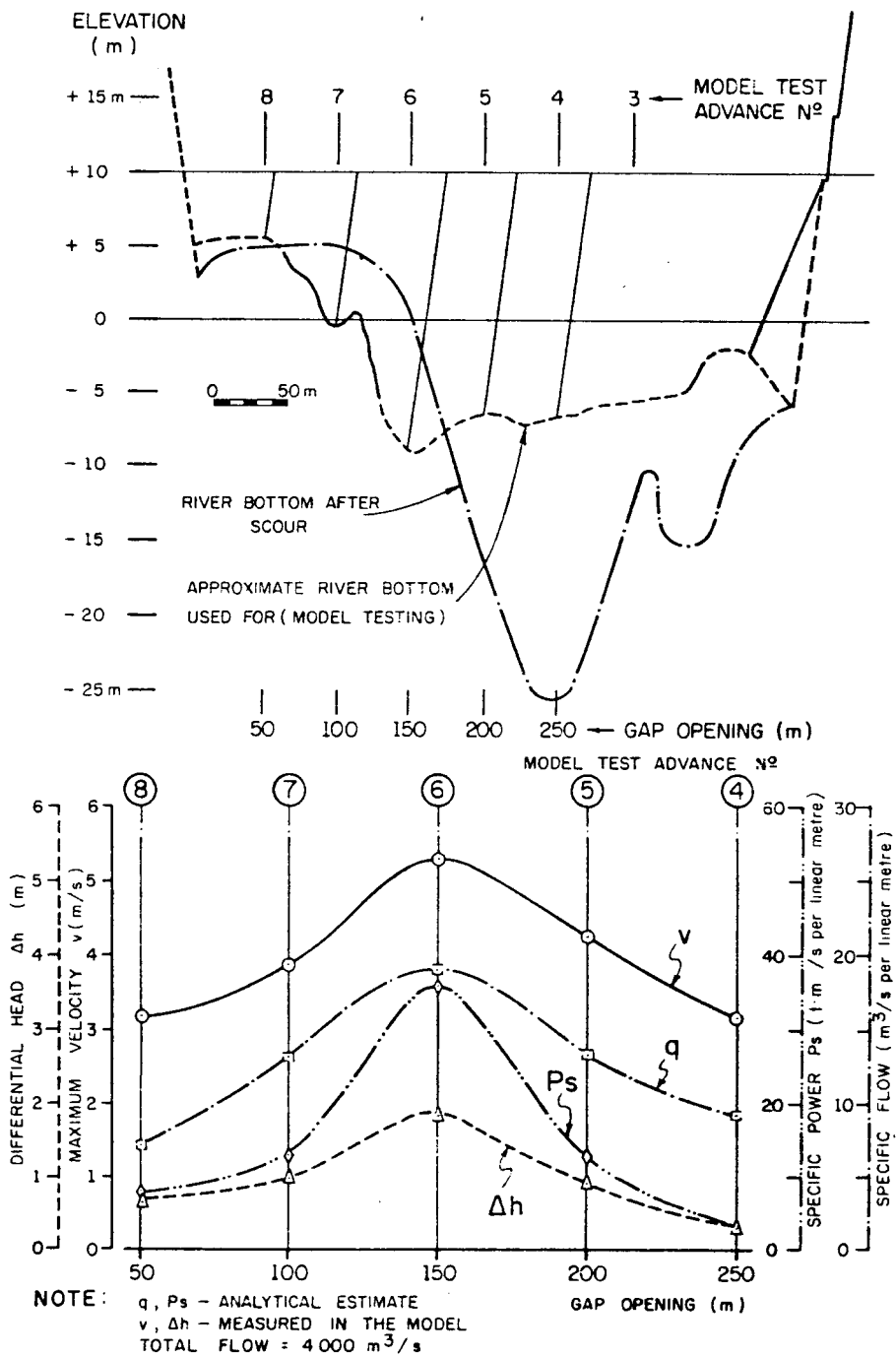


ILHA SOLTEIRA DIVERSION CLOSURE DAM AND POWER HOUSE SECTIONS
 FIGURE 8



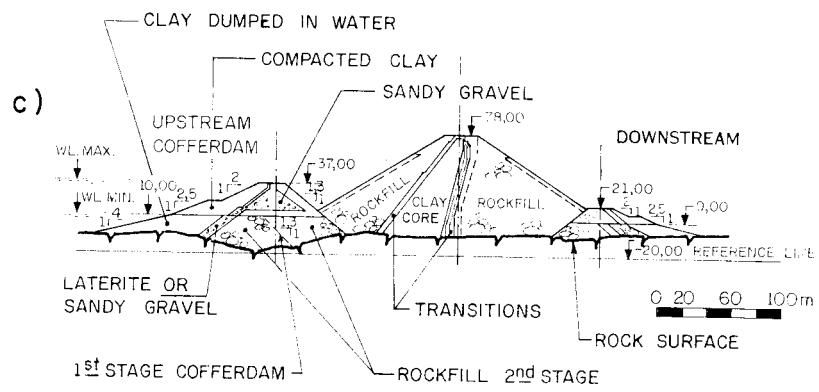
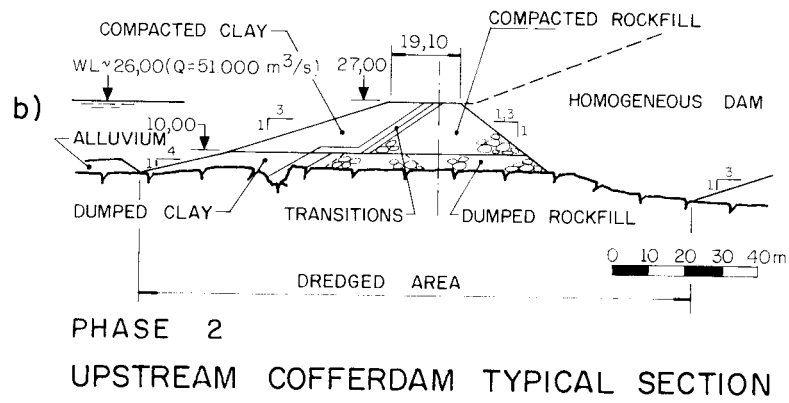
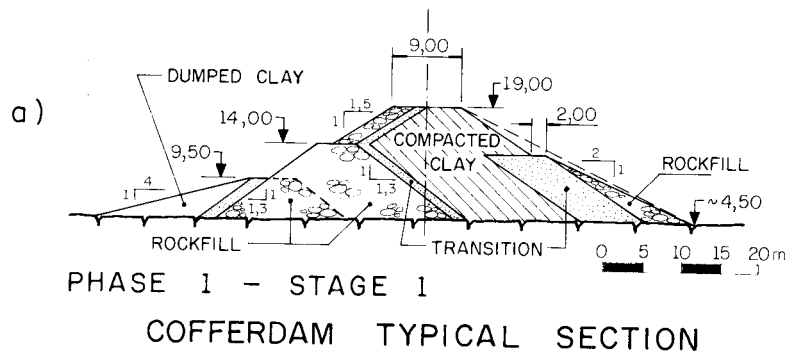
TOCANTINS RIVER CLOSURE AT TUCURUÍ

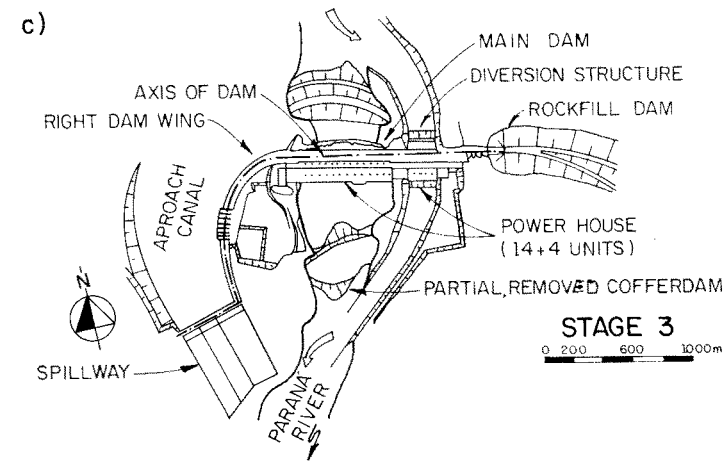
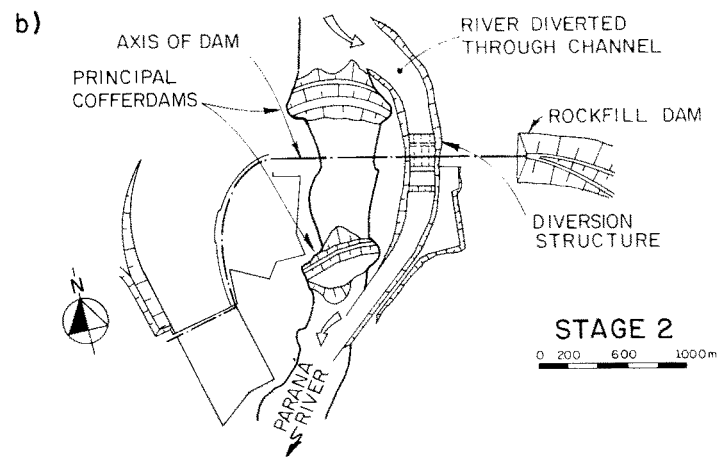
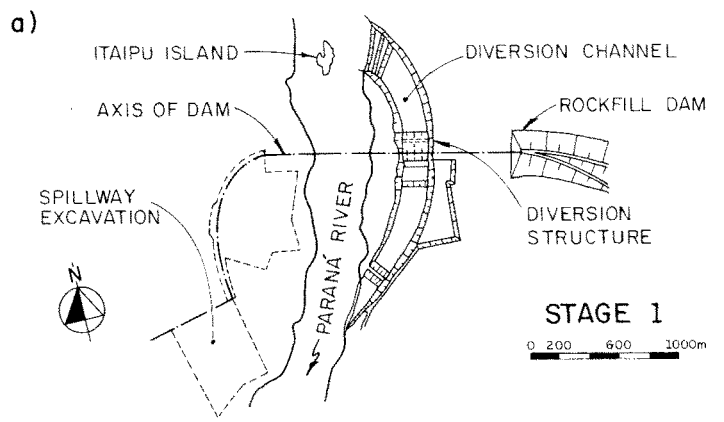
FIGURE 9



DATA ON CLOSURE OF TOCANTINS RIVER AT TUCURUÍ

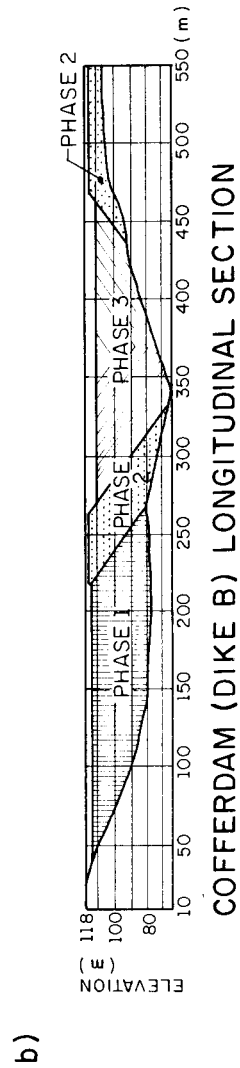
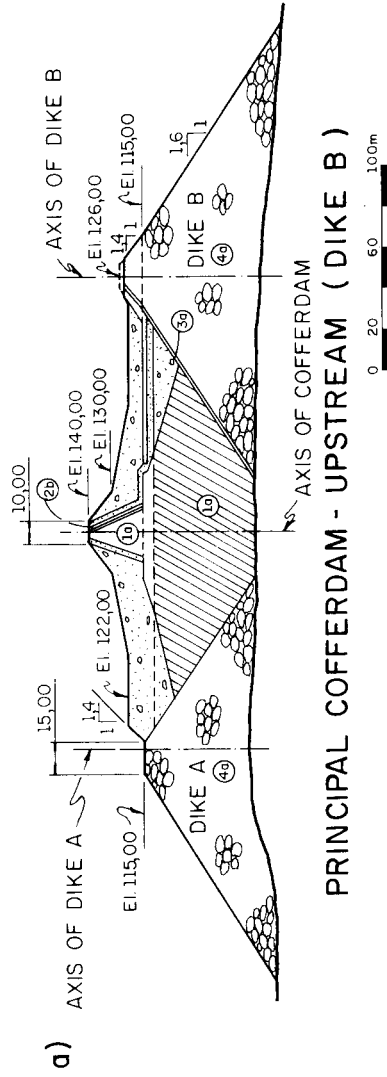
FIGURE 10





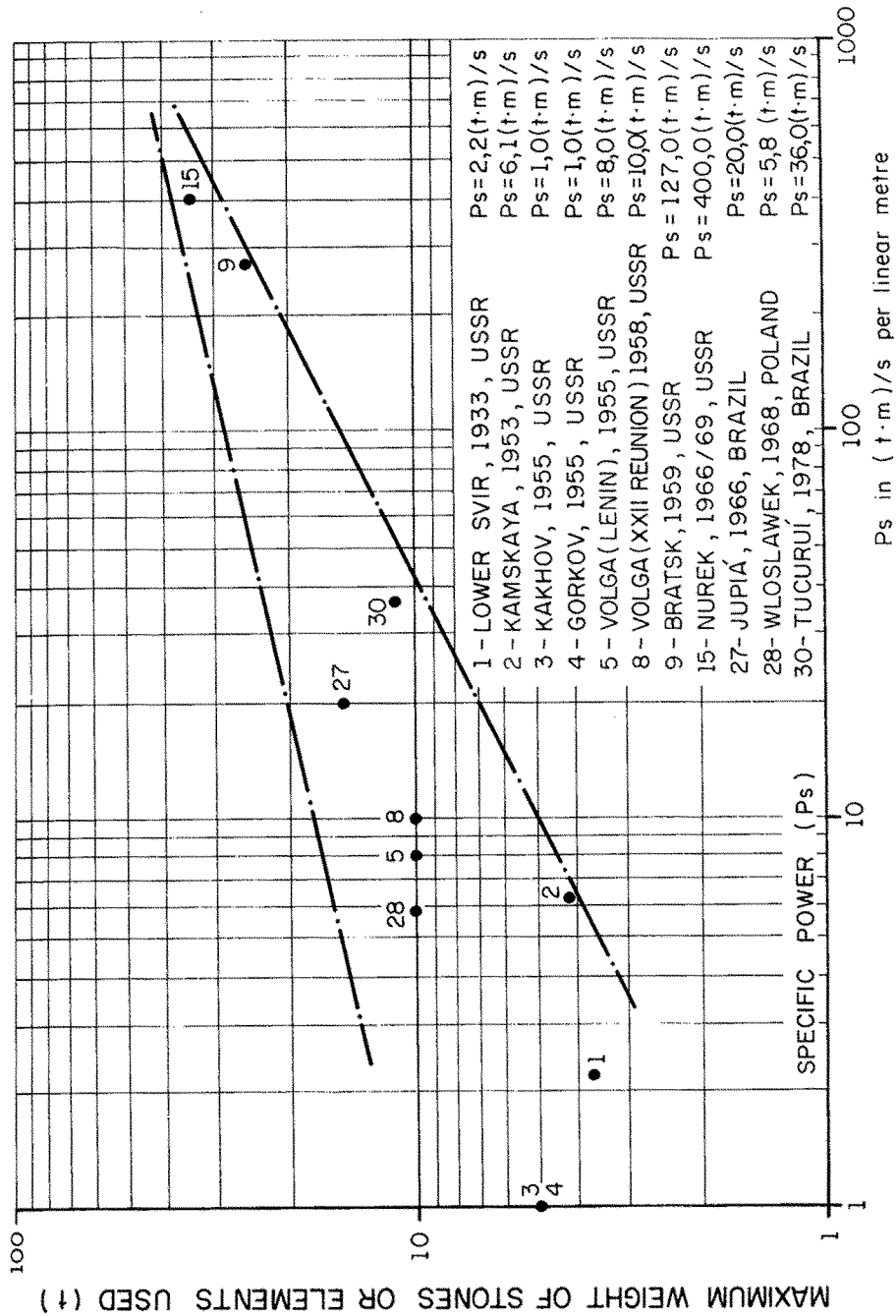
ITAIPÚ - DIVERSION STAGES FIGURE 12

- (15) - CLAY CORE PLACED UNDER WATER
- (16) - CLAY CORE COMPACTED IN DRY
- (26) - SAND TRANSITION
- (30) - CRUSHED STONE TRANSITION
- (40) - ROCKFILL



ITAIPÚ MAIN COFFERDAM SECTION

FIGURE 13



RELATIONSHIP BETWEEN SPECIFIC POWER AND WEIGHT OF STONES IN ACTUAL CLOSURES
 FIGURE 14

CONTRÔLE DE LA RIVIÈRE PENDANT LA CONSTRUCTION

Rapport présenté par le Comité National Canadien

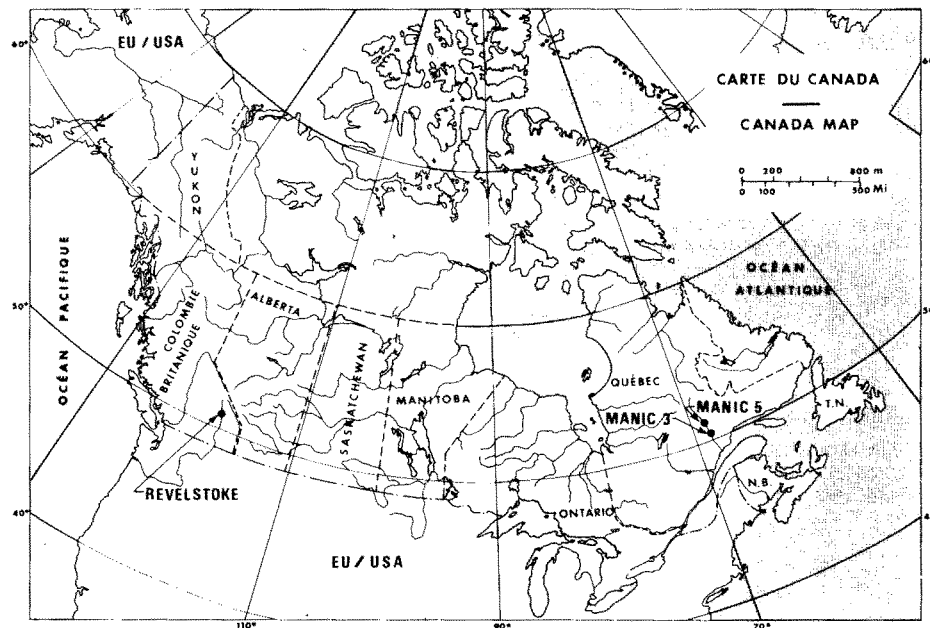


FIG. 1 PLAN DE SITUATION / LOCATION PLAN

AVANT-PROPOS

Le Comité canadien (R. Lauzon et G.-S. Larocque) a préparé le rapport suivant qui fait suite au rapport général et présente quelques exemples illustrant certains aspects des chapitres 4 et 5. Les exemples traités comprennent trois cas de batardeaux amont, soit ceux de Revelstoke, Manic 5 et Manic 3, et un cas de coupure permanente sous un barrage, celui de Manic 3. La situation géographique de ces ouvrages est montrée Fig. 1.

FOREWORD

The Canadian Committee (R. Lauzon and G.S. Larocque) has prepared the following report which is an appendix to the general report and describes four examples to illustrate some aspects of Chapters 4 and 5. The examples involve three cases of upstream cofferdams: Revelstoke, Manic 5 and Manic 3, and one case of a permanent cut-off under a dam: Manic 3 dam. The location of these works is shown Fig. 1.

RESUME - REVELSTOKE - BATARDEAU AMONT

Le projet Revelstoke, situé dans l'ouest du Canada, comprend un barrage en béton de 160 m de hauteur et une centrale de 2 700 MW. La ville de Revelstoke est située à 5 km en aval du projet et, pour la protéger durant la dérivation par la galerie construite à cet effet, on a dû construire un batardeau de 40 m de hauteur, du type déversant, de façon à ce qu'il puisse résister à l'érosion s'il était noyé. Le batardeau déversant construit d'enrochement, gravier et moraine, fut complété par une crête de béton et un parement aval renforcé par du treillis métallique et de l'acier d'armature. Ce concept de déversement n'a toutefois pas pu être vérifié durant la construction puisque les débits maximaux de la rivière n'atteignirent pas celui pour lequel un déversement devenait nécessaire.

SUMMARY - REVELSTOKE - UPSTREAM COFFERDAM

The Revelstoke Project, located in Western Canada, comprises a 160-m high concrete gravity dam and a 2 700-MW powerplant. In order to realize the construction of the dam and powerplant, the Columbia River was diverted through a diversion tunnel by constructing a cofferdam containing unique features to ensure that the city of Revelstoke (5 km downstream) be adequately protected in case the cofferdam is overtopped. The main cofferdam was designed as a 40-m high rockfill embankment with a central moraine core, additional protection on the downstream slope and a concrete cap on the crest. However, overtopping never occurred and the efficiency of the protection measures could not be checked.

RESUME - MANIC 5 (DANIEL-JOHNSON) - BATARDEAU AMONT

Situé dans l'est du Canada, le batardeau amont de Manic 5 coupe la rivière Manicouagan qui coule dans une gorge profonde, remplie d'alluvions perméables. Le type de barrage (à voûtes multiples) nécessitait un examen visuel et minutieux du rocher servant d'assise à la voûte principale. Après examen et analyse de plusieurs solutions, il fut décidé d'opter pour un batardeau amont en enrochement et moraine avec un diaphragme en pieux de béton moulés dans le sol pour étanchéiser la fondation et permettre un assèchement complet. Suite à des essais en place, le procédé ICOS-VEDER fut retenu et les travaux exécutés de septembre 1961 à mars 1962, à l'intérieur de l'échéancier prévu. Le fonçage des pieux atteignit des profondeurs inégales à l'époque (plus de 76 m). La réalisation de cet ouvrage prouvait qu'un tel diaphragme pouvait réduire les infiltrations de façon efficace et devenait une solution possible dans le cas de vallées encore plus profondes.

SUMMARY - MANIC 5 (DANIEL-JOHNSON) - UPSTREAM COFFERDAM

Located in Eastern Canada, Manic 5 upstream cofferdam rests on a permeable granular foundation. The type of dam (multiple-arch concrete) made it necessary to examine very carefully the foundation of the central arch. After study and analysis of different cut-off techniques, it was decided to build a moraine and rockfill upstream cofferdam with a cut-off wall of concrete piles molded in place to ensure imperviousness and a complete dry up of the foundation.

Following many tests on site, the ICOS-VEDER technique was chosen. The cut-off was executed during the period extending from September 1961 to March 1962 and was completed as planned. The concrete piles reached a depth of 76 m. This achievement proved that such a diaphragm could reduce the infiltration efficiently and also could present a possible solution in the case of deeper valleys.

RESUME - MANIC 3 - BATARDEAU AMONT

Le batardeau amont de Manic 3, situé dans la partie est du Canada, repose sur une fondation granulaire, semi-perméable et compressible. Après étude de différentes solutions, le choix s'arrêta sur le type de batardeau amont suivant... Deux massifs en enrochement sont d'abord mis en place à travers la rivière. Un matériau granulaire est ensuite déversé à l'intérieur jusqu'à une cote légèrement supérieure au niveau de l'eau. Ce matériau granulaire sert de plate-forme de travail pour la construction d'une coupure d'étanchéité constituée de panneaux de béton coulés en place dans une boue de bentonite. L'ouvrage fut ensuite recouvert de moraine imperméable et raccordé au tapis d'étanchéité du barrage principal pour devenir une structure permanente. Le système d'assèchement associé consistait en une série de puits profonds et de pompes de surface dont la capacité totale était de 90 000 l/mn. Le batardeau fut construit sans problèmes majeurs entre août 1971 et mai 1972 et la coupure partielle fut amplement efficace pour permettre l'assèchement de la fondation avec le système de pompage prévu.

SUMMARY - MANIC 3 - UPSTREAM COFFERDAM

The Manic 3 upstream cofferdam, located in Eastern Canada, rests on a granular, semi-pervious and compressible foundation. After consideration of different solutions, the following type of cofferdam was chosen... Two rockfill embankments are first built across the river. A granular material is then dumped between up to a level slightly higher than the water level. This granular fill is then used as a platform to construct the impervious cut-off formed of concrete panels poured in place in bentonite mud. That platform was then covered with impervious moraine material which was linked with the impervious blanket of the main dam and so became a permanent feature. The associated dewatering system involved a series of deep wells equipped with pumps as well as a number of surface pumping units for a total capacity of 90 000 l/mn. The cofferdam was built without major problems between August 1971 and May 1972 and the partial cut-off was efficient enough to permit the dewatering of the excavation with the system installed.

RESUME - MANIC 3 - COUPURE SOUS BARRAGE PRINCIPAL

Le barrage de Manic 3, situé dans l'est du Canada, repose sur une fondation granulaire profonde, perméable à semi-perméable et compressible. Le concepteur choisit pour assurer l'étanchéité de la fondation un double mur en panneaux et pieux jointifs de béton du type ICOS (122 m de profondeur). L'expérience du batardeau amont de Manic 5, où une coupure similaire (76 m de profondeur) a été faite, lui donne confiance de pouvoir utiliser cette coupure dans un ouvrage permanent. Le choix de ce diaphragme d'étanchéité, qui n'était pas sans risques, entraîna une série de mesures de sécurité supplémentaires dans la conception et

la construction de l'ouvrage. L'instrumentation installée permit de faire une interprétation sur l'efficacité de ce diaphragme d'étanchéité et la valeur obtenue fut de l'ordre de 90%, ce qui répondait amplement aux exigences de la conception. Un tel exemple, réalisé en 1971 et 1972, laissait donc entrevoir de nouvelles applications là où une telle solution s'avérerait économique.

SUMMARY - MANIC 3 - CUT-OFF UNDER MAIN DAM

Manic 3 main dam, located in Eastern Canada, lies on deep alluvials, pervious to semi-pervious and compressible. The designer elected to build a double wall of interlocked concrete piles (122-m deep) to ensure the imperviousness of the foundation. The experience gained at Manic 5 upstream cofferdam (76-m deep) gave him confidence to use such a cut-off under a permanent dam. That choice, which was not without risks, brought along a number of additional safety measures in the design and construction of the dam. The instrumentation installed allowed an interpretation on the efficiency of the cut-off which was measured as 90% and so was satisfactory. Such a cut-off, built in 1971 and 1972, opened a new type of solution for similar cases, where economical.

REVELSTOKE - BATARDEAU AMONT

INTRODUCTION

Le projet Revelstoke est situé sur la rivière Columbia en Colombie Britannique au Canada, comme montré Fig. 1.

Les principales structures permanentes du projet comprennent un barrage en béton du type gravité de 160 m de haut et une centrale de 6 unités totalisant 2 700 MW de puissance.

Un batardeau amont un peu particulier a dû être construit en 1978-79 pour protéger la ville de Revelstoke et assurer une dérivation sécuritaire durant la construction du projet.

CONDITIONS PARTICULIERES

a) Fondations

A l'emplacement du projet, la rivière Columbia coule dans un canyon en forme de "V" présentant des rives escarpées avec des pentes allant jusqu'à 45°. Le socle rocheux de la rivière est recouvert d'une couche d'alluvions de 10 m d'épaisseur dont la perméabilité est de 10^{-2} cm/s.

b) Autres

La ville de Revelstoke est située à 5 km en aval du projet. Elle est déjà protégée des crues de la rivière par des digues construites en bordure, de sorte que la section transversale permet de laisser passer un débit de 7 900 m³/s sans danger d'inondation.

CONCEPTION DU BATARDEAU

Les Fig. 2 et 3 montrent les détails permettant de suivre cette description.

Des batardeaux de faible hauteur (15 m) servaient d'abord à fermer la rivière et à la faire passer par la galerie de dérivation. Les puits de pompage devaient permettre d'éliminer l'infiltration passant sous les batardeaux et d'exécuter l'excavation pour installer le batardeau principal sur le roc à sec. Le batardeau principal amont, avec ses 40 m de hauteur et son noyau étanche en moraine, devait être conçu pour agir comme structure déversante au cas où la crue de conception de la galerie de dérivation soit dépassée et que le batardeau soit noyé. Le débit de conception de la galerie était de 2 400 m³/s.

Wilkins(1) a démontré qu'à moins d'être protégée, la pente aval d'une structure en enrochement ne peut demeurer stable dans des conditions de déversement si elle dépasse 25°.

Il fallait donc prendre certaines mesures particulières pour permettre au batardeau, d'une part de résister à un déversement mais, d'autre part, de résister à l'érosion assez longtemps pour que le débit à Revelstoke soit toujours inférieur à 7 900 m³/s. Cette condition était remplie si la vitesse d'érosion du batardeau était inférieure à 4 m/h.

Pour obtenir ce résultat, la crête fut recouverte d'une épaisseur de 3,5 m de béton et la pente aval renforcée de la façon suivante. Un treillis métallique (mailles de 15 cm x 15 cm avec un diamètre de 7 mm) est ancré dans le béton à la base, monté sur le parement aval pour la hauteur d'une levée (1,2 m) et

étendu ensuite sur la surface de cette levée pour 9 ou 15 m en alternance. Pour la levée suivante, le treillis est raccordé à la face aval avec celui qui est en place, remonté sur la face aval pour la hauteur de la levée et ensuite replié vers l'intérieur. Le tout est ensuite recouvert de barres d'acier (25 mm) allant du bas vers le haut, espacées de 0,6 m et rattachées aux bandes de treillis métallique. Le contact de tout ce ferrailage avec le rocher des parois et de la fondation est fait à l'aide d'un cordon de béton qui sert à la fois d'ancrage et de protection. La Figure 5 représente une photographie de la pente aval.

CONSTRUCTION ET COMPORTEMENT DU BATARDEAU

Un peu de béton fut coulé à la partie profonde de l'excavation pour améliorer l'assise du noyau. Les recharges furent construites en utilisant du roc provenant des excavations. Une zone filtre-transition fut placée entre le noyau étanche et les recharges. L'humidité naturelle de la moraine était de 2% à 5% au-dessus de l'optimum. L'entrepreneur fut donc avisé qu'il aurait à faire face à des problèmes lors du placement et du compactage de la moraine si la teneur en eau dépassait de 2% l'optimum. En effet, la teneur en eau pourrait alors causer la création de hautes pressions interstitielles durant la construction et retarder les travaux.

Des piézomètres furent installés pour mesurer ces pressions. Les courbes des pressions interstitielles en fonction de la hauteur du remblai sont montrées à Fig. 4. Les pressions interstitielles augmentèrent rapidement dès la montée du remblai. Cependant, la résistance au cisaillement de l'enrochement permettait de laisser monter ces pressions à la moitié de la pression du remblai sans danger. De plus, il s'est avéré qu'elles diminuaient rapidement durant les deux mois suivant la construction pour se dissiper ensuite en grande partie durant l'année suivante.

Le béton de la crête fut mis en place par couches d'environ 40 cm (comprenant 10 cm d'un mélange pour améliorer l'adhérence et 30 cm de béton régulier) compactées à l'aide de rouleaux vibrants.

CONCLUSION

La dérivation a été complétée et le débit maximal de la galerie de dérivation a atteint 2 250 m³ par seconde seulement amenant le niveau d'eau à 9 m sous la crête du batardeau. Depuis 1981, le barrage en béton de type gravité a atteint une élévation égale ou plus haute que celle du batardeau, ce qui a éliminé le besoin du batardeau après l'automne 1981. Dans ces circonstances toutefois, les mesures de protection prises n'ont pas pu être essayées et leur comportement vérifié.

Références

- 1) Wilkins, J.K. - The Stability of Overtopped Rockfill Dams - Proceedings of the 4th Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1963.
- 2) B.C. Hydro and Power Authority - Papers Presented at the Annual General Meeting of CANCOLD, September 1981.

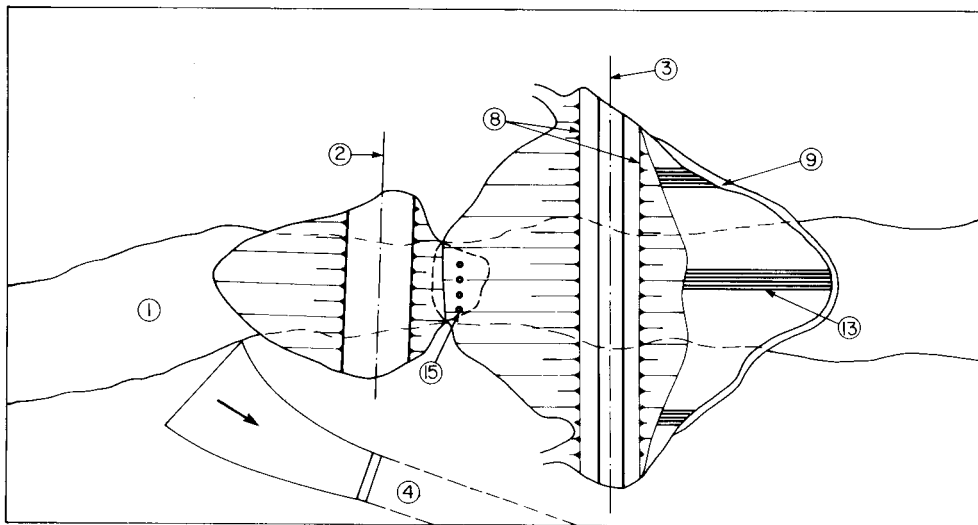


FIG. 2 VUE EN PLAN DES BATARDEAUX AMONT / PLAN OF UPSTREAM COFFERDAMS

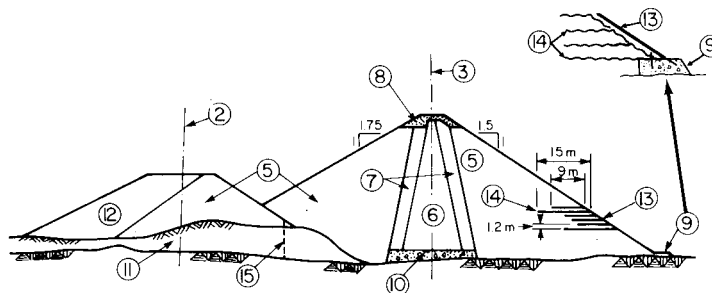


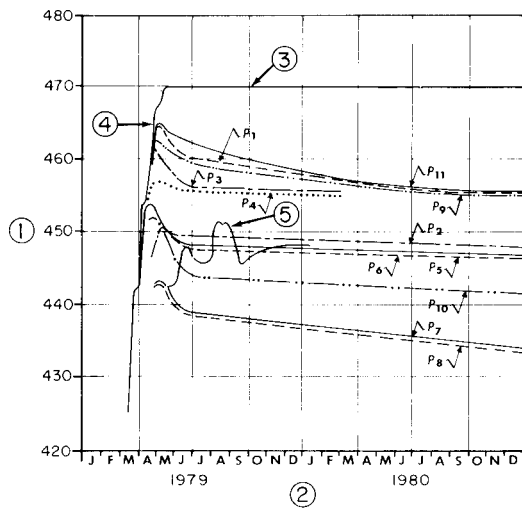
FIG. 3 COUPE TYPE / TYPICAL SECTION

LÉGENDE

- ① Rivière Columbia
- ② Axe du batardeau phase I
- ③ Axe du batardeau phase II
- ④ Galerie de dérivation
- ⑤ Enrochement
- ⑥ Moraine
- ⑦ Filtre et transition
- ⑧ Crête en béton roulé
- ⑨ Massif en béton au pied aval
- ⑩ Béton de nivellement
- ⑪ Terrain naturel en rivière
- ⑫ Tapis en moraine
- ⑬ Barres de renforcement
- ⑭ Treillis métallique
- ⑮ Puits de pompage

LEGEND

- ① Columbia river
- ② Centerline of 1st stage cofferdam
- ③ Centerline of 2nd stage cofferdam
- ④ Diversion tunnel
- ⑤ Rockfill
- ⑥ Glacial till
- ⑦ Filter & transition
- ⑧ Rollcrete top
- ⑨ Concrete toe block
- ⑩ Levelling concrete
- ⑪ Riverbed overburden
- ⑫ Till blanket
- ⑬ Reinforcing bars
- ⑭ Wire fabric
- ⑮ Tube wells



LÉGENDE

- ① Élévation - mètres
- ② Temps - années / mois
- ③ Crête du barrage, él. 470
- ④ Remblai
- ⑤ Niveau de la rivière

LEGEND

- ① Elevation - metres
- ② Time - years / months
- ③ Dam crest, el. 470
- ④ Fill
- ⑤ River level

FIG. 4 LECTURES DES PIÉZOMÈTRES
PIEZOMETRIC READINGS

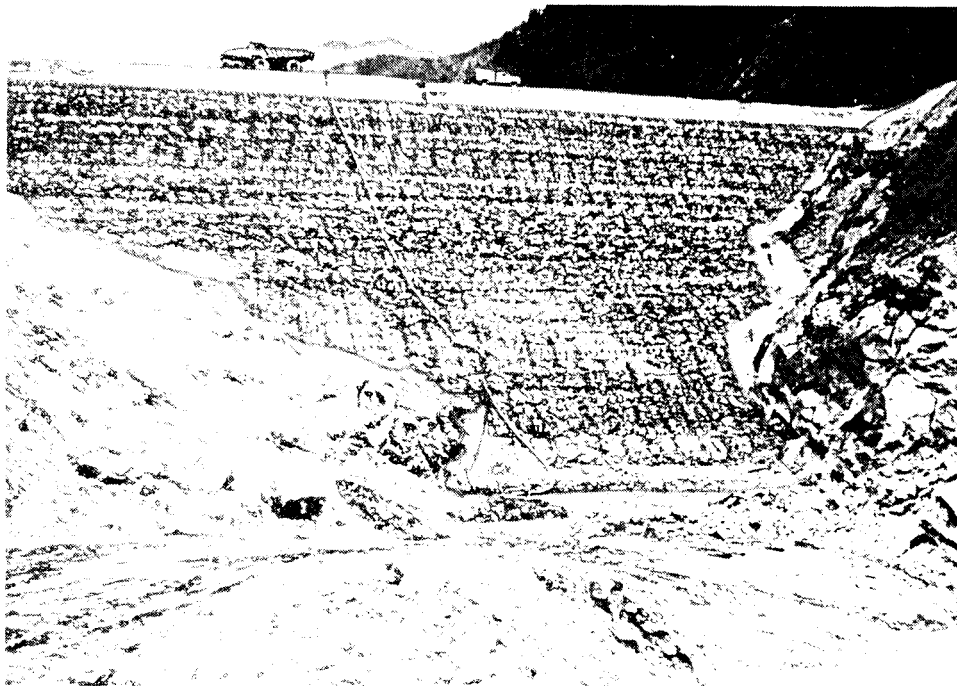


PHOTO I. BATARDEAU REVELSTOKE - PAREMENT AVAL
REVELSTOKE COFFERDAM - DOWNSTREAM SLOPE

MANIC 5 (DANIEL-JOHNSON) - BATARDEAU AMONT

INTRODUCTION

Manic 5 est situé sur la rivière Manicouagan, province de Québec, Canada. Sa situation géographique est montrée Fig. 1.

Le barrage de Manic 5, ouvrage en béton à voûtes multiples, d'une hauteur maximale de 215 m et d'une longueur en crête de 1 311 m, était, au moment de sa construction, le plus grand de son genre.

Procéder aux fouilles à sec s'avérait important pour permettre un examen visuel minutieux de la paroi rocheuse de la gorge à l'emplacement qu'occuperait le socle de la voûte principale du barrage. Il fallait donc assurer l'étanchéité des batardeaux et en particulier celle du batardeau amont. La Fig. 6 indique la position respective des ouvrages en question.

CONDITIONS DES FONDATIONS

La rivière coule à cet endroit sur un lit composé d'alluvions très perméables entassées dans une gorge étroite dont la profondeur atteint et dépasse même en certains endroits 76 m. Ces alluvions sont constituées de sable, de gravier et de blocs (boulders) de granit dur pouvant atteindre de 1 à 1,2 m de diamètre. La perméabilité de ce milieu était évaluée lors des investigations à 0,5 cm/s avec un maximum probable de 1,0 cm/s.

VARIANTES ET ESSAIS

Le batardeau lui-même pouvait être conventionnel, mais l'étanchéisation de la fondation perméable posait un problème de taille.

De tous les procédés envisagés pour réaliser une coupure intégrale au droit du batardeau amont, le diaphragme en béton et le voile d'injections étaient les plus intéressants.

Le procédé ICOS-VEDER, qui implique des pieux jointifs de béton coulés en place dans une boue de bentonite, semblait un des plus attrayants. Un certain nombre d'incertitudes restaient quand même attachées à ce type de diaphragme: a) Taux de pénétration dans les alluvions difficile à prévoir; b) Comportement des parois stabilisées par la boue de bentonite et taux d'absorption de la bentonite dans des alluvions très perméables mal connus; c) Fonçage incertain des éléments dans une gorge alluvionnaire d'une profondeur jamais atteinte à l'époque dans un pareil dépôt; d) Contrôle non assuré de la verticalité de chaque élément nécessaire pour obtenir la continuité du diaphragme.

Afin de réduire ces incertitudes, on songea à faire un essai d'excavation en milieu de boue de bentonite d'un élément de section beaucoup plus grande (4,5 m de côté) que celle des éléments de la coupure. L'essai s'est fait d'une jetée construite dans ce but à l'emplacement du batardeau amont. Après plusieurs jours d'un travail ardu, durant lesquels le taux d'avancement restait très faible, l'essai fut interrompu. Malgré tout, il avait indiqué que les boues de bentonite pouvaient être contrôlées dans les conditions résultant de la présence des alluvions et que le taux d'absorption était raisonnable. Un autre essai d'excavation fut tenté avec une installation rudimentaire du type ICOS-VEDER montée de toutes pièces au site. Cet essai permit d'obtenir une bonne idée du taux de pénétration à travers les alluvions et de la possibilité de conserver une certaine verticalité.

Les incertitudes majeures liées à la construction d'un diaphragme en béton avaient été dissipées par le résultat des essais. Il ne restait plus qu'à considérer le problème résultant de la très grande profondeur du sillon.

En ce qui concerne le voile d'injection, précisons qu'avec cette méthode, il était toujours possible d'atteindre le degré d'imperméabilité voulu à condition d'y consacrer le temps nécessaire. Dans ce cas particulier, une incertitude subsistait qui ne pouvait être éclaircie par un essai: combien de temps serait nécessaire pour imperméabiliser les fondations et assurer la sécurité des fouilles à effectuer à sec et à faible distance du batardeau.

CHOIX FINAL DU TYPE DE COUPURE ET CONCEPTION DU BATARDEAU

La solution finale se limitait donc au choix du moindre de deux maux:

- a) Accepter le risque de ne pas pouvoir atteindre le fond de la gorge avec les pieux de béton du diaphragme;
- b) Accepter celui de ne pas respecter le programme fixé pour l'ensemble des travaux et devoir différer le tout d'une année, avec la méthode du voile d'injection.

De l'avis unanime des ingénieurs et experts, il était de beaucoup préférable d'accepter le premier risque. En cas d'échec partiel, il restait toujours la possibilité de compléter l'imperméabilisation du fond de la gorge par voile d'injection sur une très petite section: moins de 12% de la surface totale à une profondeur dépassant 45 m. De plus, on saurait, dès le premier mois, la profondeur qu'on pourrait atteindre avec les pieux puisque le premier pouvait être amorcé à l'endroit le plus profond du sillon. L'autre solution, par contre, ne laissait aucune porte de sortie.

La recommandation qui s'ensuivit était d'installer un diaphragme de pieux de béton jointifs moulés dans le sol, selon le procédé ICOS-VEDER pour assurer l'étanchéité des fondations du batardeau amont.

La base du batardeau comprenait deux massifs d'enrochement à l'intérieur desquels un sable et gravier fut déversé pour ne pas ajouter à la difficulté de l'excavation des pieux. Une dalle de béton fut même coulée sur cette plateforme de travail pour faciliter la tâche. La partie supérieure du batardeau comprenait un rideau de palplanches en prolongement du mur de pieux. Ces palplanches étaient enrobées de moraine laquelle était soutenue par la continuation des épaulements en enrochement. Un capuchon de béton installé sur le sommet des pieux permettait d'enrober la base des palplanches.

La Fig. 7' montre une coupe longitudinale du batardeau et de la coupure.

CONSTRUCTION ET COMPORTEMENT

Le délai disponible pour réaliser ce mur étant très court (septembre 1961 à mars 1962), une grande importance fut mise sur l'établissement d'un programme serré et le fait qu'il soit effectivement suivi.

La première section de la phase 1 du batardeau fut d'abord construite sur laquelle 8 unités de forage s'installèrent. Cette première section coupait la moitié de la rivière et se terminait par une cellule de palplanches pour éviter l'érosion. Lorsque l'autre section de la phase 2 du batardeau fut construite, le nombre d'unités fut porté à 10. Le dernier pieu a été bétonné le 11 mars 1962, malgré l'addition de quelque 24 éléments au projet original. Le rehaussement à la cote 227 en phase 2 compléta l'ouvrage.

La seule véritable difficulté rencontrée durant toute l'exécution a été la déviation des pieux primaires aux endroits où la face rocheuse se présentait presque à la verticale. Si l'on considère cependant que sur les 2 280 m de fonçage de pieux primaires il n'a été nécessaire d'appliquer des mesures de correction que sur quelque 100 m, la proportion apparaît quand même assez raisonnable.

Deux puits profonds furent installés à l'aval du batardeau et équipés de pompes capables de soutirer plus de 10 000 l/mn. Le dispositif de pompage s'est avéré amplement suffisant puisque l'infiltration n'a jamais dépassé 3 600 l/mn. après la réalisation de la coupure.

En abaissant la nappe d'eau dans l'enceinte jusqu'au niveau aval de la rivière, et en mesurant le débit de pompage nécessaire au maintien de ce niveau, il était possible de calculer le volume des infiltrations au travers du batardeau amont à condition de réaliser cette opération pendant une période exempte de pluies.

Sur la base des perméabilités mesurées pour les alluvions, l'infiltration totale dans l'enceinte aurait pu être de 112 000 l/mn. alors qu'elle n'a été que de 3 600, d'où une efficacité théorique de 97%.

CONCLUSION

À toute fin pratique, le diaphragme ICOS-VEDER était étanche et la majorité des infiltrations dans l'excavation provenait du passage de l'eau dans les fissures du rocher de chaque rive. Une infiltration d'eau pouvait se produire également à partir des galeries de dérivation.

En regard des résultats obtenus, il était permis de penser que la réalisation d'un diaphragme du type ICOS-VEDER devenait possible dans tous les types de matériaux alluvionnaires et ce, à des profondeurs encore plus importantes que celles rencontrées à Manic 5.

Références

- 1) Dagenais, C.-A. et Turenne, G. - Analyse et solution du problème d'étanchéité au batardeau amont de l'aménagement de Manic 5 - The Journal of the Engineering Institute of Canada, January 1964.
- 2) Brown, E.L. et alia - Les fondations du barrage Daniel-Johnson (Manic 5) - Commission Internationale des Grands Barrages, Dixième Congrès, Montréal, 1970, Q. 37, R. 35.

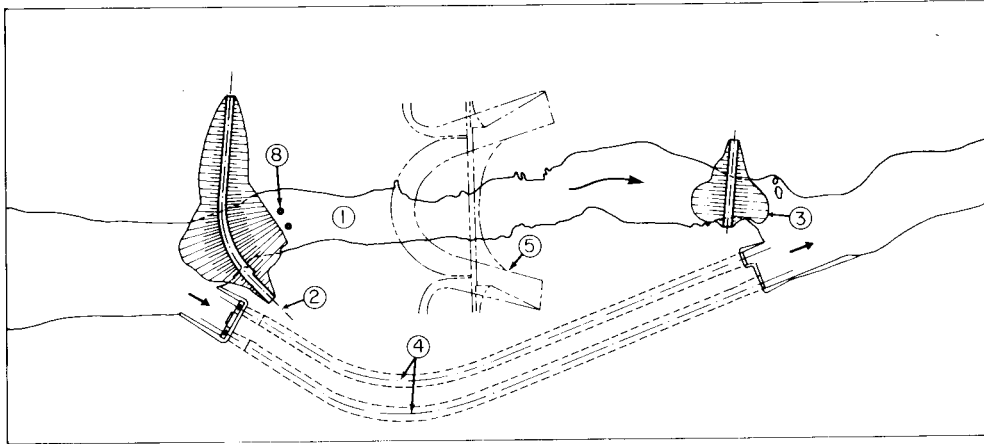


FIG.6 VUE EN PLAN DES BATARDEAUX / PLAN OF COFFERDAMS

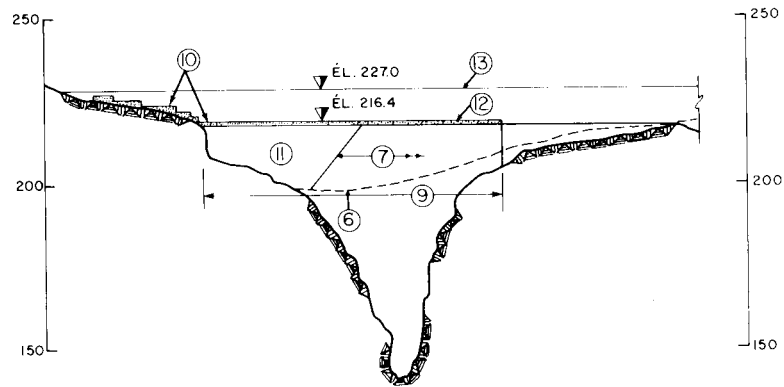


FIG.7 BATARDEAU AMONT / UPSTREAM COFFERDAM
COUPE LONGITUDINALE / LONGITUDINAL PROFILE

LÉGENDE

- ① Rivière Manicouagan
- ② Axe batardeau amont
- ③ Batardeau aval
- ④ Galeries de dérivation
- ⑤ Fondation du barrage
- ⑥ Terrain naturel en rivière
- ⑦ Batardeau de coupure phase I section I
- ⑧ Puits d'assèchement
- ⑨ Mur ICOS
- ⑩ Dalle de béton et capuchon sur ICOS
- ⑪ Batardeau phase I section 2
- ⑫ Crête du batardeau phase I
- ⑬ Crête du batardeau phase 2

LEGEND

- ① Manicouagan river
- ② Centerline of upstream cofferdam
- ③ Downstream cofferdam
- ④ Diversion tunnels
- ⑤ Dam foundation
- ⑥ River overburden
- ⑦ Cofferdam phase I part I
- ⑧ Pumping wells
- ⑨ ICOS wall
- ⑩ Concrete slab & ICOS cap
- ⑪ Cofferdam phase I part 2
- ⑫ Cofferdam crest phase I
- ⑬ Cofferdam crest phase 2

MANIC 3 - BATARDEAU AMONT

INTRODUCTION

Le projet de Manic 3 est situé sur la rivière Manicouagan, province de Québec, Canada, comme indiqué Fig. 1.

Le lit de la rivière comporte une grande épaisseur d'alluvions sur lesquelles le batardeau amont doit être construit. Il s'agit d'un ouvrage hydraulique important qui atteint une hauteur maximale de 27,5 m. Bien que le barrage principal n'exigeait pas une excavation des alluvions, il fallait travailler à sec pour construire la partie inférieure du barrage et le batardeau devait être construit pour le permettre.

Diverses variantes ont été analysées au cours des études préliminaires dont, en particulier, celles comportant un tapis amont en moraine imperméable déversée. Toutefois, les impératifs de programmation et d'économie ont favorisé la variante comportant le moindre volume, même si cela impliquait la construction d'une coupure partielle à travers les alluvions.

CONCEPTION DU BATARDEAU

Comme dans le cas de Manic 5, le batardeau lui-même pouvait être conventionnel, mais l'étanchéisation de la fondation profonde et semi-perméable était plus complexe.

La solution retenue comprenait deux massifs d'enrochement servant à encager un matériau granulaire naturel au travers duquel une coupure partielle en panneaux de béton est construite. Après avoir terminé la coupure, l'ouvrage est rehaussé à sa cote finale avec du matériau imperméable. Ce matériau est, en fait, une prolongation du tapis amont du barrage principal et permet ainsi le raccordement de la coupure partielle à cette deuxième ligne de défense du barrage principal. Les Fig. 8 et 9 illustrent cette condition. Tout le batardeau est ainsi incorporé aux ouvrages permanents, réduisant au maximum le volume de matériau non compacté, susceptible de se liquéfier lors d'un tremblement de terre.

La conception de la coupure s'est faite essentiellement de manière empirique. En effet, la profondeur maximale a été établie en fonction de ce qui pouvait être accompli économiquement avec de l'équipement standard. Cette approche se justifiait par le fait que les variations de débit, dues à une variation de la profondeur de la coupure, n'auraient une influence que sur le système d'assèchement des fondations. La réduction de profondeur de la coupure en allant vers l'appui rive droite s'explique par l'augmentation de la longueur du chemin d'infiltration à travers la terrasse. Un ancrage des panneaux de 150 mm dans le rocher est prévu pour obtenir un bon contact. Sur les appuis rocheux, des injections sont aussi prévues pour améliorer l'étanchéité là où le chemin d'infiltration est considéré trop court.

Dans une grande enceinte où un rabattement important de la nappe phréatique est requis, une des solutions consiste à installer une série de puits profonds à chacun des batardeaux là où le sillon alluvionnaire atteint sa profondeur maximale et un certain nombre de pompes de surface pour assécher l'enceinte et évacuer l'eau de ruissellement. Un tel système a l'avantage de libérer entièrement l'aire de la fondation du barrage, ce qui facilite les travaux de construction. Cependant, la capacité de pompage requise est souvent difficile à évaluer avec précision, à cause du manque d'homogénéité des alluvions, du peu de précision des mesures ponctuelles de perméabilité et, dans le cas présent, de la présence d'une coupure partielle au batardeau amont.

Pour déterminer l'ordre de grandeur des débits, 3 calculs furent effectués à l'aide de coupes simplifiées:

- a) Tranchée infinie dans un milieu homogène de perméabilité 10^{-2} cm/s
Débit Q = 82 000 l/mm
- b) Série de puits espacés à 15 m centre à centre dans un milieu homogène (10^{-2} cm/s) avec source linéaire
Débit Q = 73 000 l/mm
- c) Tranchée infinie dans une fondation hétérogène avec horizon supérieur moins perméable ($< 10^{-2}$ cm/s)
Débit Q = 18 000 l/mm

Ces calculs étant très approximatifs, une moyenne des deux dernières valeurs fut retenue, soit 45 000 l/mm. Pour tenir compte des impondérables et de la nécessité d'une certaine réserve, une capacité de pompage de 90 000 l/mm fut installée dans 9 puits espacés d'environ 15 m.

CONSTRUCTION

La fermeture de la rivière est toujours une phase délicate des travaux. Cependant, la possibilité de contrôler le débit en amont, soit à Manic 5, a simplifié la tâche de beaucoup.

Le batardeau fut construit en trois phases illustrées (Fig. 10, 11, 12) pré-dérivation, fermeture et rehaussement. L'avancement en rivière durant la pré-dérivation et la fermeture furent déterminés par des essais sur modèle hydraulique (1).

La fermeture simultanée de deux digues d'enrochement, l'une au batardeau amont et l'autre au batardeau aval, fut préconisée pour limiter l'érosion du lit de la rivière. La dimension maximale des blocs prévue à partir des essais sur modèle était de 1,2 m.

Durant la phase pré-dérivation, les deux massifs d'enrochement furent d'abord avancés dans la rivière de la rive droite vers la rive gauche jusqu'au chaînage 73,0 m et les matériaux granulaires, entre les deux massifs, jusqu'au chaînage 70,0 m. Le matériau entre les deux massifs d'enrochement fut ensuite rehaussé jusqu'à la hauteur de la plate-forme de travail et la partie gauche de la coupure partielle commença. Afin de prévenir toute érosion, une mince couche d'enrochement fut déversée au bout de cette plate-forme.

Durant la phase de fermeture, le massif d'enrochement aval fut d'abord avancé jusqu'à la rive gauche; ce fut ensuite le massif d'enrochement amont et enfin le matériau de remplissage qui termina ainsi la plate-forme nécessaire pour réaliser la partie droite de la coupure.

La troisième et dernière phase consistait à rehausser le batardeau avec de la moraine reliant ainsi le batardeau au tapis imperméable amont du barrage principal.

Le diaphragme de béton a été réalisé en utilisant la méthode usuelle d'excavation dans une boue de bentonite de chacun des panneaux. Le bétonnage était fait par la méthode de trémie, du bas vers le haut. Lorsqu'un élément était rempli, un certain débordement du béton était exigé pour enlever le matériau contaminé par le bentonite. Les joints entre les panneaux étaient réalisés au moyen d'un tube qui était retiré de l'excavation après le bétonnage, lorsque la prise était commencée.

CONCLUSION

Le diaphragme de béton agissant comme coupure partielle a permis de diminuer les infiltrations dans l'enceinte à une valeur de débit que le système de pompage pouvait évacuer sans difficulté.

Références

- 1) Albert, P., Hausser, R. et Larivière R. - Dérivation provisoire de l'aménagement de Manicouagan 3 - Commission Internationale des Grands Barrages, Onzième Congrès, Madrid 1973, Q. 41, R. 52.
- 2) Benoît, M., Crépeau, P.-M. et Larocque, G.-S. - Influence des fondations sur la conception du barrage Manic 3 - Commission Internationale des Grands Barrages, Neuvième Congrès, Istanbul 1967, Q. 32, R. 48.
- 3) Asselin, Benoît, Boucher, Ducharme, Lapointe - Rapport de conception, Barrage principal, Aménagement de Manic 3 - Document interne, décembre 1978.

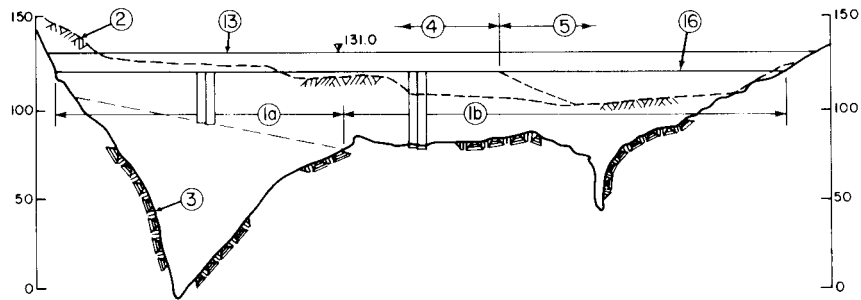


FIG. 8 COUPE LONGITUDINALE / LONGITUDINAL PROFILE

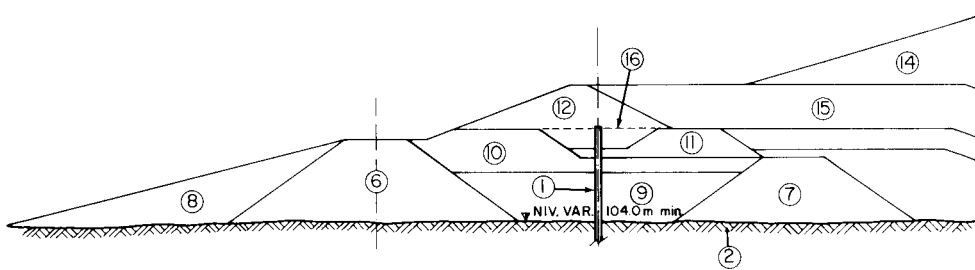


FIG. 9 BATARDEAU AMONT / UPSTREAM COFFERDAM
COUPE TYPE / TYPICAL SECTION

LÉGENDE

- ⑩ Diaphragme d'étanchéité profondeur réduite
- ⑪ Diaphragme d'étanchéité ancré au roc
- ⑫ Terrain naturel en rivière (alluvions)
- ⑬ Socle rocheux approximatif
- ⑭ Batardeau de coupure section 1
- ⑮ Batardeau de coupure section 2
- ⑯ Enrochement amont
- ⑰ Enrochement aval
- ⑱ Moraine déversée
- ⑲ Granulaire déversé
- ⑲ Granulaire compacté
- ⑲ Granulaire de transition
- ⑲ Moraine compactée
- ⑲ Crête du batardeau
- ⑲ Barrage principal
- ⑲ Tapis d'étanchéité
- ⑲ Niv. aire de travail 122 m

LEGEND

- ⑩ Cut-off reduce depth
- ⑪ Rock anchored cut-off
- ⑫ River overburden (alluvials)
- ⑬ Approximate bedrock
- ⑭ Cofferdam part 1
- ⑮ Cofferdam part 2
- ⑯ Upstream rockfill
- ⑰ Downstream rockfill
- ⑱ Dumped till
- ⑲ Dumped granular
- ⑲ Compacted granular
- ⑲ Transition granular
- ⑲ Compacted till
- ⑲ Cofferdam crest
- ⑲ Main dam
- ⑲ Impervious blanket
- ⑲ Working platform level 122 m

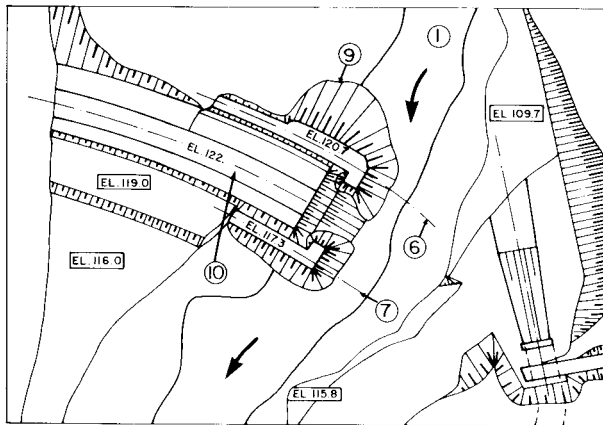


FIG.10 PHASE PRÉ-DÉRIVATION / PRE-DIVERSION PHASE

LÉGENDE

- ① Rivière Manicouagan
- ② Axe du batardeau amont
- ③ Galerie de dérivation
- ④ Rive droite
- ⑤ Rive gauche
- ⑥ Enrochement amont
- ⑦ Enrochement aval
- ⑧ Puits d'assèchement
- ⑨ Moraine déversée
- ⑩ Plateforme de travail

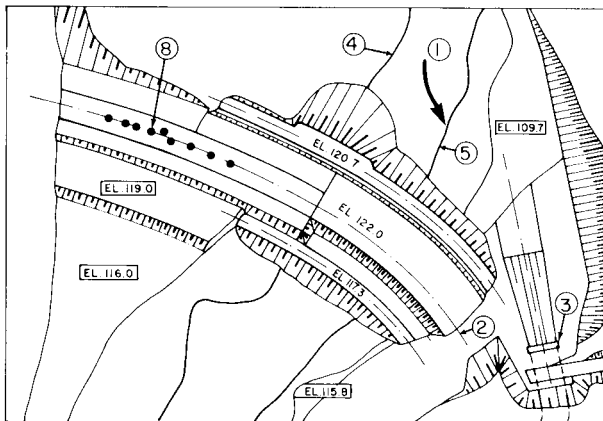


FIG.11 PHASE DE FERMETURE / CLOSING STAGE

LEGEND

- ① Manicouagan river
- ② Centerline upstream cofferdam
- ③ Diversion tunnel
- ④ Right bank
- ⑤ Left bank
- ⑥ Upstream rockfill
- ⑦ Downstream rockfill
- ⑧ Pumping wells
- ⑨ Dumped till
- ⑩ Working platform

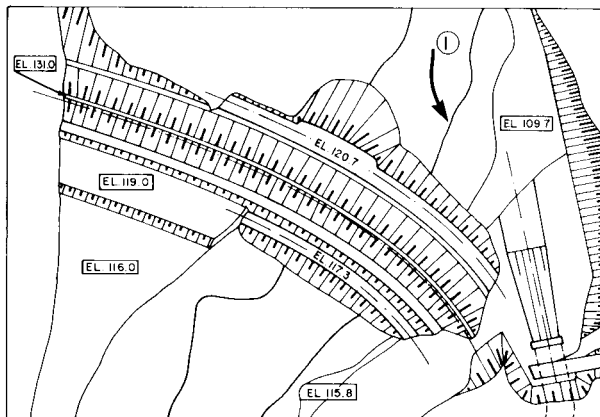


FIG.12 PHASE DE REHAUSEMENT / HEIGHTENING STAGE

MANIC 3 - COUPURE SOUS BARRAGE PRINCIPAL

INTRODUCTION

Le projet de Manic 3 est situé sur la rivière Manicouagan au sud de Manic 5, province de Québec, Canada. La situation géographique est montrée Fig. 1. Le projet comprend le barrage principal dans la vallée actuelle de la rivière et la prise d'eau, l'évacuateur et la centrale à l'est dans une vallée auxiliaire. A l'emplacement du barrage principal, les sondages révèlent que le sillon alluvionnaire sous le lit de la rivière atteint une profondeur de 131 m et plus. Une fondation constituée de matériaux granulaires plus ou moins perméables et compressibles est un des facteurs prédominants pour choisir un barrage en terre comme ouvrage de retenue. Cet ouvrage est prolongé jusqu'au fond du sillon par un écran imperméable formé d'un double mur d'étanchéité.

TRAITS GEOLOGIQUES PRINCIPAUX

La vallée de la rivière, probablement d'âge pliocène, recoupe une pénéplaine rajeunie. La partie supérieure de la vallée est en forme de U (vallée glaciaire) au fond de laquelle le cours d'eau a creusé un V (sillon sub-glaciaire). Le rocher d'âge précambrien est constitué d'un complexe d'anorthosite et d'anorthosite gabbroïque généralement sain et recoupé de nombreux "dykes" de roches plus ou moins basiques.

La rivière coule sur un lit d'alluvions se composant de sédiments dont la granulométrie varie d'un sable fin silteux à de gros cailloux et blocs. Les éléments grossiers sont généralement localisés dans le fond et sur les flancs rocheux de la vallée, mais on en trouve une couche de faible épaisseur au niveau du fond de la rivière, tandis que les matériaux fins se trouvent répartis erratiquement au centre. Ces alluvions ont été déposées dans des conditions semblables à celles qui règlent la formation d'un delta. Ainsi, les matériaux sont déposés en lentilles, chacune d'elles ayant une composition granulométrique différente. Le coefficient de perméabilité de ces alluvions, déterminé par des essais ponctuels dans les forages, varie de 10^{-5} cm/s à 10^0 cm/s. La Fig. 15 illustre une coupe à travers la vallée.

CONCEPTION DU BARRAGE PRINCIPAL ET DU DIAPHRAGME D'ETANCHEITE

Plusieurs types de barrage ont été étudiés. La construction d'un barrage en béton aurait nécessité l'excavation en fouille libre de $3,5 \text{ km}^3$ de matériaux ainsi qu'un traitement d'étanchéité complet sous les batardeaux ou encore une excavation en fouille blindée. Le choix d'un barrage en terre avec traitement des alluvions a été jugé plus économique. Toutefois, l'absence de matériaux imperméables répondant à des exigences plus strictes pour un noyau incliné avec coupure à l'amont ont amené au choix d'un noyau central, utilisant la moraine d'un banc d'emprunt situé à 3,2 km en aval du site du barrage.

Tenant compte de la faible plasticité et de l'absence de particules grossières dans la moraine, le noyau central choisi est symétrique et assez large (rapport largeur/hauteur de charge hydraulique d'environ 0,8). De plus, l'axe du barrage est courbé suivant un rayon de 600 m et placé à un endroit où le plan des deux appuis rocheux convergent vers l'aval. Ces deux derniers choix ont pour but d'induire des contraintes de compression dans le noyau.

Le noyau du barrage est protégé par une large zone de transition et les épaulements sont constitués de matériaux granulaires (sable, gravier) avec une pente extérieure moyenne de 3:1. Ces pentes plutôt douces ont été adoptées pour tenir compte de la possibilité de liquéfaction locale par secousse sismique du

sable fin lâche de la fondation.

Pour résoudre le problème de la perméabilité des fondations, la solution qui a été retenue est celle d'une coupure étanche et verticale jusqu'au roc sous le noyau. Tenant compte de la nature sans précédent d'une telle coupure, en ce qui concerne sa profondeur et sa condition de chargement, le contrôle de l'infiltration à travers la fondation ne devait pas être basé uniquement sur cette coupure.

Par conséquent, des mesures supplémentaires furent incorporées dans le projet du barrage. Ainsi, un tapis de 9 m d'épaisseur reliant le noyau avec la coupure partielle du batardeau amont et un tapis drainant horizontal à la base de l'épaulement aval viennent constituer des lignes de défense supplémentaires. Les Fig. 13 et 14 montrent ces différentes caractéristiques.

Le diaphragme d'étanchéité est composé de deux murs de pieux et panneaux jointifs de béton coulés en place dans une boue de bentonite. Ces murs ont le même rayon de courbure que le barrage.

Ces deux murs de béton moulé en place suivant le procédé ICOS entraînèrent un certain nombre de problèmes qui peuvent être résumés comme suit:

- Pour assurer l'efficacité d'une coupure, il faut que les pieux et les panneaux soient parfaitement jointifs. Il est à noter que la profondeur maximale atteinte à l'époque avec une coupure similaire était de 76 m (batardeau amont du barrage Manic 5). Le problème de la déviation qui augmente avec la profondeur et la difficulté de forage devenaient donc primordiaux dans le cas de Manic 3.
- L'efficacité de la coupure est influencée par son comportement sous l'effet des charges complexes produites par le remblai du barrage et le réservoir. En effet, la charge hydrostatique différentielle s'exerçant entre les deux faces de la coupure tend à déplacer celle-ci vers l'aval. Enfin, sous le poids du remblai, les matériaux alluvionnaires de fondation peuvent subir des tassements importants (jusqu'à 1,5 m) transmettant à l'écran des contraintes importantes dues au frottement négatif. En plus du chargement propre du poids du remblai agissant sur la galerie, ces deux charges pouvaient produire soit la rupture de l'écran de béton, soit le poinçonnement du noyau du barrage entraînant une fissuration dangereuse.

Pour constater ce qui se passait dans la fondation et, au besoin, retourner faire des injections, une galerie dite d'inspection fut installée sur le double mur de béton.

Cette galerie pouvait, si les pieux résistaient au tassement des fondations, venir poinçonner le noyau du barrage. Un coussin compressible de bentonite a donc été placé au-dessus de la galerie. Deux diaphragmes d'acier placés au niveau de la tête des pieux et reliés au revêtement d'acier de la galerie constituaient une mesure de sécurité additionnelle en augmentant la longueur du chemin d'infiltration en cas de formation de fissures autour de la galerie. Les détails mentionnés ci-haut et ceux qui suivent sont illustrés sur les Fig. 16, 17 et 18.

CARACTERISTIQUES DE CONSTRUCTION DU DIAPHRAGME D'ETANCHEITE

La coupure est constituée de deux murs parallèles, chacun de 0,6 m d'épaisseur et d'environ 187 m de longueur à son niveau supérieur. Les deux murs, espacés de 3 m d'axe en axe, sont ancrés d'au moins 0,6 m dans le socle rocheux.

Les murs sont formés de pieux et de panneaux de béton jointifs, coulés en place dans des trous excavés à l'aide d'un équipement spécial. La boue de bentonite

est utilisée comme élément de soutènement des parois de l'excavation. L'excavation est réalisée à partir d'une plate-forme de travail d'environ 30 m de largeur, mise en place à travers la rivière. Cette plate-forme de travail est construite en utilisant du matériau granulaire déversé et compacté (Fig.13).

Deux murs transversaux de 0,6 m d'épaisseur relient les deux murs principaux. Ces deux murs transversaux divisent la coupure en trois zones: panneaux, pieux, panneaux, chaque mur étant constitué de 76 pieux primaires, 77 pieux secondaires et 29 panneaux. La coupure est prolongée dans le rocher de fondation par un écran d'injection effectué par des tuyaux installés dans les murs de béton.

La galerie d'inspection accessible des deux rives, de 2,4 m de largeur et de 3 m de hauteur intérieure, est en forme de fer à cheval et ses parois sont constituées de deux plaques d'acier espacées de 0,6 m, l'espace entre les plaques étant rempli de béton.

L'expérience de Manicouagan 5 avait déjà enseigné qu'un diaphragme en pieux moulés sur place pouvait être réalisé jusqu'à une profondeur de 75 m avec une déviation de la verticale n'excédant pas 150 mm. Comme la profondeur augmentait à plus de 121 m, il fut décidé d'effectuer un essai au chantier.

Les résultats de cet essai confirmèrent la possibilité de construire un mur continu de cette profondeur avec la technique ICOS à travers des alluvions contenant des cailloux et des blocs. De légères modifications à l'équipement étaient requises pour conserver une tolérance de 150 mm par rapport à la verticale et compléter la coupure à l'intérieur de l'échéancier anticipé. La friction mesurée entre les pieux adjacents était si grande que le diaphragme agirait plutôt comme un mur monolithique que comme une série de pieux indépendants. Enfin, la friction moyenne entre les pieux et le sol pour une profondeur totale de 30,5 m était de l'ordre de 3,9 t/m². Dans les conditions prévues, le cisaillement se produirait plutôt dans la couche de bentonite qui recouvre le pieu.

INSTRUMENTATION DU DIAPHRAGME D'ETANCHEITE

Beaucoup d'instruments furent installés pour pouvoir, d'une part, vérifier les critères de conception utilisés et, d'autre part, surveiller le comportement de cette coupure particulière.

La liste de ces instruments est donnée dans le tableau qui suit. Ils se sont généralement bien comportés jusqu'à la fin de 1976 comme on peut le constater.

Instrument	Installé	Endommagé lors installation	En panne	Exploitation (fin 1976)	
				Nombre	%
Piézomètres à cordes vibrantes	48	1	5	42	87,5
Piézomètres hydrauliques	5	0	0	5	100,0
Extensomètres électriques	219	2	11	206	94,1
Extensomètres à cadran	4	0	1	3	75,0
Inclinomètres	600 m	0	16	584	97,4
Piézomètres électriques (cordes vibrantes)	155	0	155*	0	0

*Défaut d'étanchéité aux ligatures.

EFFICACITE DE LA COUPURE

L'efficacité d'une coupure peut s'énoncer comme suit:

$$E = \frac{q_0 - q}{q_0} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} q_0 = \text{débit d'infiltration sans coupure} \\ q = \text{débit d'infiltration avec coupure} \end{cases}$$

Le débit initial à travers la fondation sans coupure a été établi à 0,4 m³/s.

Une évaluation faite à l'aide des données obtenues du pompage de l'excavation après réalisation de la coupure a donné une valeur de plus de 95% d'efficacité.

Les données obtenues de la lecture des piézomètres et l'application de la même formule ont permis d'obtenir les résultats exprimés dans les tableaux qui suivent pour la période d'avril 1971 à juillet 1977.

La valeur de débit obtenue dans l'ensemble est de toute façon pratiquement négligeable.

LECTURE ET EFFICACITE DU MUR D'ETANCHEITE

Section des pieux

DATE	Niveaux piézométriques (pi.)					Efficacité (%)				
	Réservoir- amont	Face amont coupure	Entre les murs	Face aval coupure	Niveau d'eau aval	Coupure E _c	Mur amont E _U	Mur aval E _D	Rapport	
									E _U / E _c	E _D / E _c
Avril 21, 1976	672,2	657,9	582,5	363,5	356,2	93,3	78,0	91,1	83,6	97,6
Mai 5, 1976	673,5	658,0	583,2	365,2	360,0	93,4	78,3	91,3	83,8	97,8
Juin 2, 1976	672,3	661,1	579,0	374,1	368,9	94,6	83,4	92,6	88,2	97,9
Sept. 21, 1976	677,0	664,4	579,5	374,6	369,0	94,1	82,3	91,8	87,5	97,6
Déc. 21, 1976	672,9	660,9	577,1	376,8	371,3	94,2	82,8	92,0	87,9	97,7
Avril 19, 1977	674,6	661,5	575,5	374,3	368,5	93,9	82,1	91,5	87,4	97,4
Mai 5, 1977	677,1	662,7	568,7	374,5	369,5	93,7	82,9	90,9	88,5	97,0
Juillet 12, 1977	677,0	663,2	567,8	375,3	368,8	93,5	82,6	90,5	88,3	96,8

LECTURE ET EFFICACITE DU MUR D'ETANCHEITE

Section gauche des panneaux

DATE	Niveaux piézométriques (pi.)					Efficacité (%)				
	Réservoir- amont	Face amont coupure	Entre les murs	Face aval coupure	Niveau d'eau aval	Coupure E _c	Mur amont E _U	Mur aval E _D	Rapport	
									E _U / E _c	E _D / E _c
Avril 21, 1976	672,2	657,9	609,6	363,5	356,2	93,3	69,1	91,9	74,1	98,5
Mai 5, 1976	673,5	658,0	625,7	365,2	360,0	93,4	60,9	92,6	65,2	99,1
Juin 2, 1976	672,3	661,1	593,3	374,1	368,9	94,6	80,5	93,0	85,1	98,3
Sept. 21, 1976	677,0	664,4	593,2	374,6	369,0	94,1	79,6	92,3	84,6	98,1
Déc. 21, 1976	672,9	660,9	622,3	376,8	371,3	94,2	68,8	93,3	73,0	99,0
Avril 19, 1977	674,6	661,5	622,3	374,3	368,5	93,9	67,5	92,9	71,9	98,9
Mai 5, 1977	677,1	662,7	617,7	374,5	369,5	93,7	69,9	92,6	74,6	98,8
Juillet 12, 1977	677,0	663,2	613,1	375,3	368,8	93,5	71,1	92,1	76,0	98,5

On remarque que dans la section des pieux, l'efficacité du mur aval par rapport à celle du double mur est de 10% plus grande que celle du mur amont.

Pour les sections des panneaux, la tendance est similaire avec une efficacité du mur aval d'environ 20 à 25% supérieure à celle du mur amont.

Cette différence d'efficacité peut s'expliquer par la présence d'une plus grande concentration de bentonite. Comme elle imprègne le sol environnant, elle peut s'être déplacée lentement vers l'aval sous l'effet du gradient hydraulique et ce, même durant la période de la construction du barrage où une différence de hauteur de charge de 9 m existait entre les faces amont et aval de la coupure étanche. Le mouvement vers l'aval des particules de bentonite était alors probablement arrêté par le mur aval.

CONCLUSION

Le comportement de la coupure étanche indique une efficacité hydraulique relativement élevée, soit plus de 92% après une année et demie d'exploitation. Pendant la même période, l'efficacité de la coupure a semblé diminuer. L'efficacité de la double coupure s'avère plus grande de 20 à 25% par rapport à une coupure avec un seul mur. Il va sans dire que l'aspect filtre de ce mur par rapport à un déplacement des particules dans la fondation est d'autant plus important avec un double mur.

Le développement de sites hydroélectriques moins favorables nécessite de plus en plus des innovations et des améliorations importantes des techniques de construction sortant des sentiers battus. La construction du barrage de Manic 3 peut être considérée comme un cas typique à ce point de vue. Le traitement de fondation d'une telle profondeur, jamais réalisé auparavant, représente une amélioration considérable des techniques connues et expérimentées à ce moment.

Références

- 1) Dréville, F., Paré, J.-J., Capelle, J.-F., Dascal, O. et Larocque, G.-S. - Diaphragme en béton moulé pour l'étanchéité des fondations du barrage Manicouagan 3 - Commission Internationale des Grands Barrages, Dixième Congrès, Montréal 1970, Q. 37, R. 34.
- 2) Paré, J.-J. and Ciurli, S. - The Manicouagan 3 Cut-off Walls - CANCOLD Annual General Meeting, Vancouver 1971.
- 3) Pigeon, Y. - Manicouagan 3, The Main Dam Cut-off - Proceedings of the Asilomar Conference on Foundations for Dams, March 1974.
- 4) Dascal, O. - Structural Behaviour of the Manicouagan 3 Cut-off - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 1 (1979), p. 200-221.
- 5) Dascal, O. - Hydraulic Efficiency of the Manicouagan 3 Cut-off - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 2 (1979), p. 351-362.

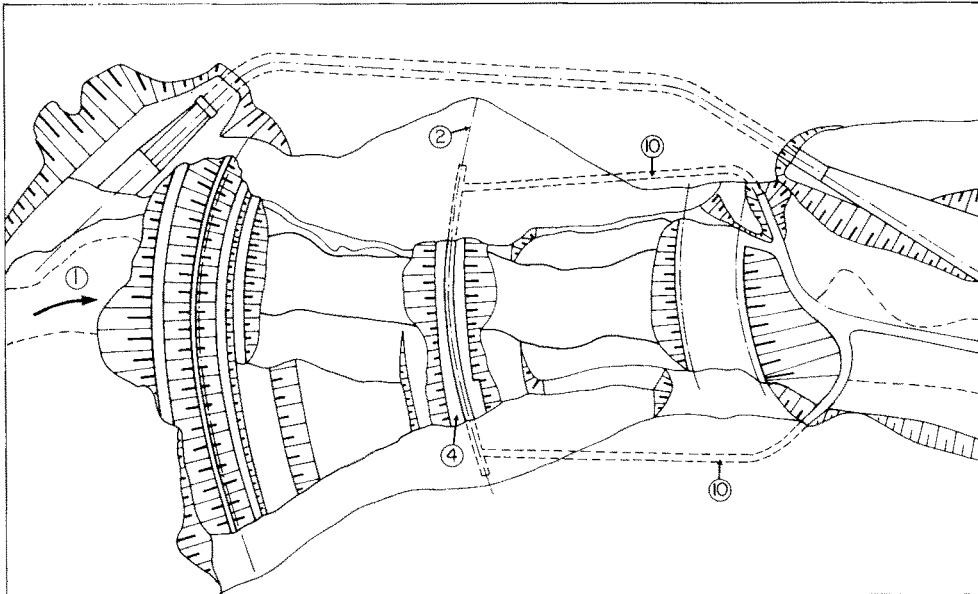


FIG.13 ASSISE DU BARRAGE / DAM FONDATION

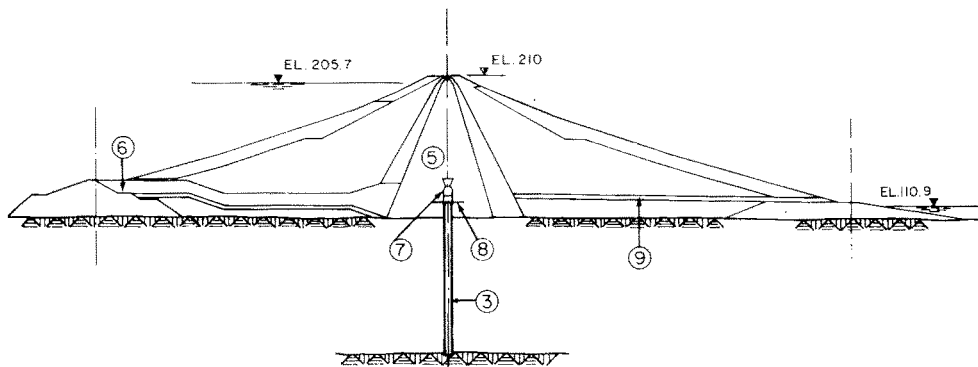


FIG.14 COUPE DU BARRAGE / DAM SECTION

LÉGENDE

- ① Rivière Manicouagan
- ② Axe du barrage
- ③ Diaphragme d'étanchéité
- ④ Plateforme de travail
- ⑤ Noyau du barrage
- ⑥ Tapis d'étanchéité
- ⑦ Galerie d'inspection
- ⑧ Diaphragme d'acier
- ⑨ Tapis de drainage aval
- ⑩ Accès à la galerie d'inspection

LEGEND

- ① Manicouagan river
- ② Dam axis
- ③ Cut-off wall
- ④ Working platform
- ⑤ Dam core
- ⑥ Impervious blanket
- ⑦ Inspection gallery
- ⑧ Steel diaphragm
- ⑨ Downstream drainage blanket
- ⑩ Inspection gallery access

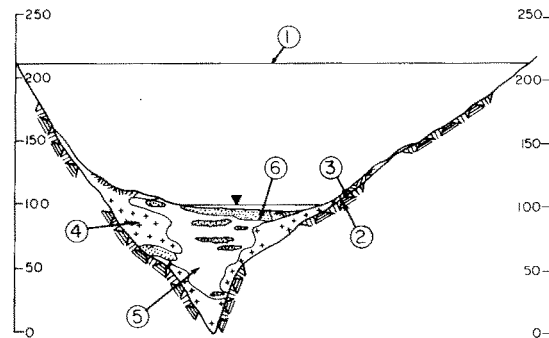


FIG.15 PROFIL GÉOLOGIQUE / GEOLOGICAL PROFILE

LÉGENDE

- ① Crête du barrage, 210 m
- ② Socle rocheux
- ③ Mort-terrain
- ④ Sable, gravier, cailloux et blocs
- ⑤ Sable et gravier
- ⑥ Sable fin uniforme
- ⑦ Panneaux en béton armé
- ⑧ Pieux
- ⑨ Galerie d'inspection
- ⑩ Rideau d'injection
- ⑪ Rideau d'injection et instrumentation
- ⑫ Zone de bentonite
- ⑬ Diaphragme d'acier
- ⑭ Tuyau d'extraction
- ⑮ Murs transversaux
- ⑯ Cage-acier d'armature

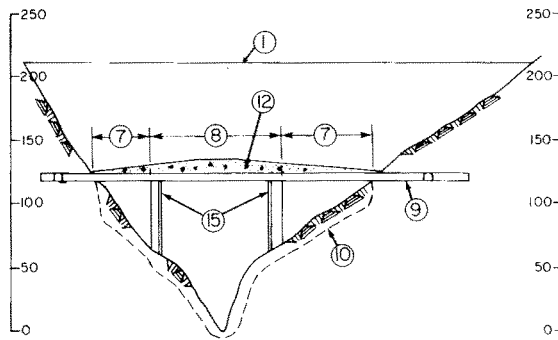


FIG.16 COUPE LONGITUDINALE / LONGITUDINAL PROFILE

LEGEND

- ① Dam crest, 210 m
- ② Bedrock profile
- ③ Overburden
- ④ Sand, gravel, cobbles & boulders
- ⑤ Sand & gravel
- ⑥ Fine uniform sand
- ⑦ Reinforced concrete panels
- ⑧ Piles
- ⑨ Inspection gallery
- ⑩ Grout curtain
- ⑪ Grouting & instrumentation pipe
- ⑫ Bentonite zone
- ⑬ Steel diaphragm
- ⑭ Bleeding pipe
- ⑮ Cross walls
- ⑯ Reinforcing cage

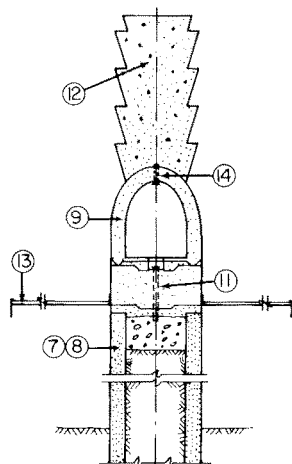


FIG.17 COUPE TYPE DIAPHRAGME D'ÉTANCHÉITÉ
CUT-OFF TYPICAL SECTION

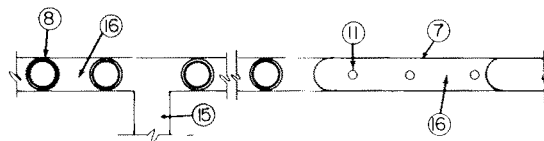


FIG.18 PIEUX ET PANNEAUX TYPES
TYPICAL PILES & PANELS

CLOSURE ON NATURAL BED (Some typical examples)

Report presented by the Chinese National Committee

The vertical closures with embankments are often used in construction of most major water conservancy and hydroelectric power projects in China, including those on the main course of Yangtze River and Yellow River. For example :

1 - Closure of the Yangtze main stream at the Gezhouba Project

The Gezhouba Project is located on the main course of the Yangtze River. The long term average discharge at the dam site is about 14 300 m³/s. The recorded maximum and minimum discharge are 71 100 m³/s and 2 760 m³/s respectively. The construction work of the project was divided into two stages. The closure work on the main stream of Yangtze River started in October 1980 and successfully ended on January 4th, 1981 (Fig. 1)

A discharge of 7 300 - 5 200 m³/s was chosen for the closure. The streamflow would be diverted to pass through the 27 sluice gates on the second branch of the Yangtze River. According to model test, it was decided to use a vertical closure method with a single embankment at the upper-stream, starting simultaneously from both river banks. The downstream embankment was served as a reserved supplementary measure. The designed maximum discharge per unit length at the closure gap was 48.42 m³/s per m and the corresponding maximum velocity 6.17 m/s. At the closure gap a combination of gabions reinforced by steel frame and precast concrete blocks was used to protect the river bed against erosion. A river discharge of 10 100 m³/s had happened during closure before the streamflow was diverted through the completed sluice gates on the second branch of the river. The corresponding flow velocity was as high as 5.98 m/s.

At the final closure of the gap on January 3 -4 , the flow discharge of the Yangtze River was 4 720 m³/s, 4 480 m³/s and the corresponding maximum flow velocity was 7 m/s and maximum drop 3.23 m. Two or three 25.4 t surfaced concrete blocks linked together were thrown into the closure gap.

They seemed to work very effectively.

It is necessary to indicate that in consequence of the slope in the front of both embankments were steeper than expected desired, the delta at the gap was formed much slowly, so that the actual current velocity in that area was higher than the obtained from the model test.

2 - Closure work during construction of Dahua Project

The Dahua Project is situated on Hunshui River. The long term average discharge at the dam site is about 1 900 m³/s. The maximum and minimum recorded discharge are 18 700 m³/s, and 206 m³/s respectively (Fig. 2)

In the second stage of construction, the excavated diversion channel was on the right bank of the river. The four spiral casings of the power house were used to divert streamflow. The designed river discharge during closure was 1 500 m³/s. A vertical closure method with single upstream embankment from the left bank was adopted. On the river bed, riprap was preliminarily provided for the reason of raising the upper-stream level to increase the diverting capability of the power house.

At the gap of final closure a fence made of reinforced steel pipes 30m long was set. During the final closure on Oct. 23 1980 the discharge of the streamflow was 1 390 m³/s, the maximum water drop 2.33 m, and the maximum velocity 4.19 m/s. The closure only lasted 24 hours. After closure, river discharge increased to 2 070 m³/s, which caused the embankment overflow. Thanks to adopting some protecting measures the embankment had not been damaged.

3 - Closure work of Longyangxia Project

The Longyangxia Project is located on the main course of Yellow River. The long term average discharge at the dam site is 640 m³/s. The designed flood was 9 800 m³/s; During construction a one-stage cofferdam and a diversion tunnel on the right bank were provided.

The cross section of the entrance of the diversion tunnel was 15 m x 16 m. Its designed discharge was 300 m³/s.

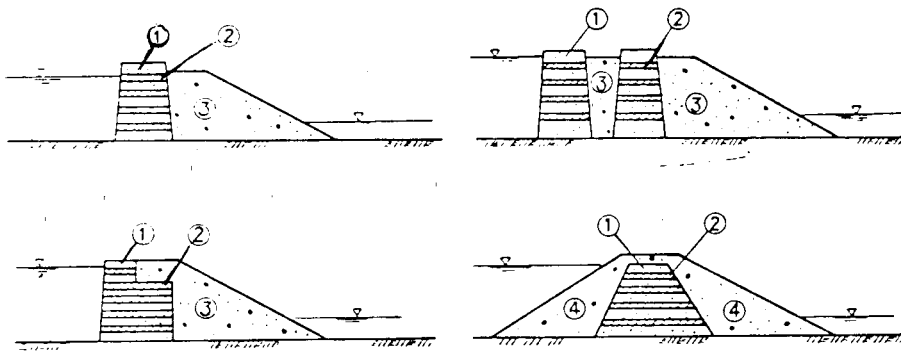
A discharge of 800 m³/s was chosen for closure. According to model test, a double embankment was used. The downstream embankment carried 40 % of the water drop. The water drop at the water seal. The cofferdam foundation was treated by curtain and consolidation grouting. The rock-fill of the cofferdam was built with the excavated crushed rocks and with sand and gravel; their dry unit weight were 1.85 g/cm³ and 1.9 g/cm³ respectively. After operation in 1980, it was discovered that the upstream face of the cofferdam was subjected to compressive stresses, and the downstream face under very small tensile stresses. The lateral pressures on both the upstream and downstream faces of the core wall less than the calculated values. The core wall was effective in seepage control.

4 - Galvanized iron wire gabion overflow cofferdam in the construction of Shiquan Hydropower Station

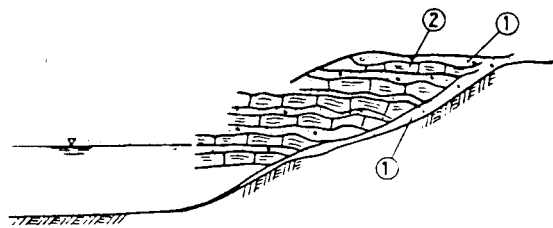
The Shiquan Hydropower Station was located on the upper reach of Hanjiang River. The downstream cofferdam for the second stage construction was designed as an overflowing cofferdam. The cofferdam was 100 m long and 8 m high. Its overflowing surface was protected from erosion by galvanized iron wire gabions. Model test data indicated that the maximum velocity was 10.9 m/s when the flow was 8 000 m³/s.

The cofferdam foundation was sand and gravel deposit with a maximum depth of 19 m. Clay-cement grout curtain was provided. The specific weight of the clay-cement slurry was 1.3 and the cement content was 40 %. The effectiveness of seepage control was good.

After construction of the cofferdam, there were 6 floods overflowing the cofferdam. The maximum discharge was 5 420 m³/s, and the maximum velocity 8.5 m /s. The maximum unit discharge was 34.2 m³/s-m. The overflowing characteristics conform well with the model test data. The operation of the cofferdam was good.



Typical section



Section A - A

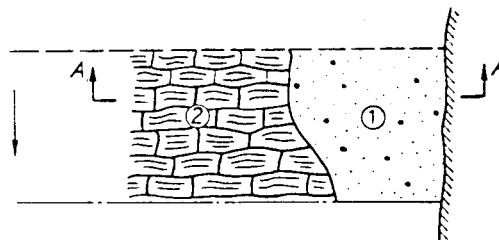


Fig. 1
Straw-soil cofferdam.

- 1. Soil.
- 2. Straw bundle.

- 3. Silty clay.
- 4. Sand and gravel.

COFFERDAMS
(Some typical examples)

During the construction of river closure works for large key water control projects in China, in addition to the ordinary earth-rock cofferdams and concrete cofferdams, many other type cofferdams which are constructed of local materials have been used. They include straw-soil cofferdams, timber-gabion cofferdams, bamboo-gabion cofferdams, rock fill cofferdams, galvanized iron wire gabion cofferdams, etc. Some examples are given as follows.

1 - Straw-soil cofferdam in the construction of Qingtongxia Hydropower Station

Straw-soil cofferdams are one of the construction experiences created by the Chinese labouring people. They have the advantages of utilization of local materials, simplicity in construction technique, reduction in of material weight, rapidity in river closure, and adaptability to foundation conditions. Single straw-soil structure and double straw-soil structure are often used in this type of cofferdams (Fig. 1). The permissible flow velocities for the construction of this type of cofferdams are 3-3.5 m/s and can increase to 5-6 m/s if the gabions are placed ahead at the toe of the cofferdams for protection. Most of the straw-soil cofferdams are constructed under water and no special foundation treatments are needed. Straw bundle method was used in the construction of Qingtongxia Hydropower Station. The length of straw bundles was 1.2 - 1.8 m, and the diameter 0.5 - 0.7 m. The construction of this type of dams proceeds first by spreading a layer of soil in the river bank, then by placing a layer of straw bundles side by side and perpendicular to the bank. After that, a layer of loose straw with a thickness of 30-40 cm is spread and followed by a layer of soil with a thickness of 20-40 cm and thus, layer by layer, a side slope of 30° - 45° is formed. The body of straw-soil dam gradually sinks into the water. The above procedures are repeated until the dam body has risen high above the water surface. The dam body extends towards the river in this way till the closure work is done.

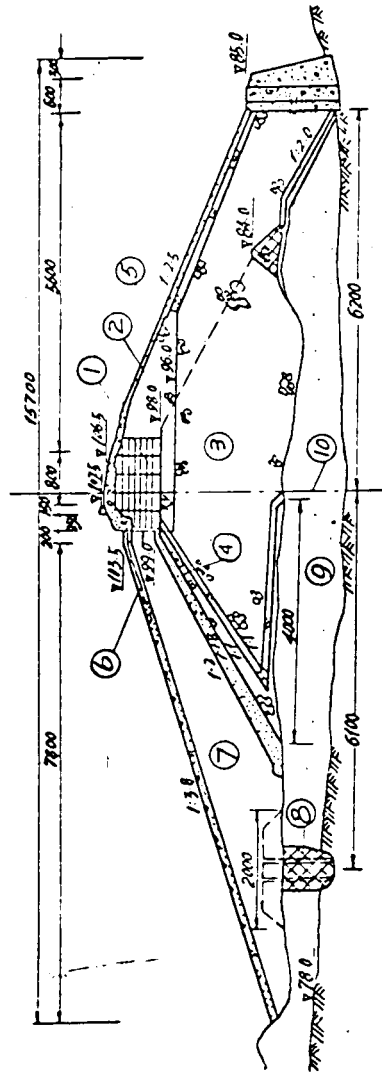


Fig. 2
Rock-filled time crib cofferdam.

- | | |
|---------------------------|------------------------|
| 1. Rock-filled time crib. | 6. Stone facing. |
| 2. Rock fill. | 7. Soil. |
| 3. Rock riprap. | 8. Grouting. |
| 4. Filter layer. | 9. Over burden. |
| 5. Concrete facing. | 10. Axis of cofferdam. |

The coefficient of friction f between the straw-soil body and the river bed is about 0.4-0.5. The straw soil body is usually quite water tight. If there is some leakage through the contact between the layers, some consolidation can be made by adding weight or ramming on its top. Or a cement-clay mixture is used for grouting.

2 - Timber-gabion overflowing cofferdam in the construction of Zhexi Hydropower Station

The Zhexi Hydropower station was built on the Zishui River. During construction, diversion tunnel and diversion channel were used. A composite rock-filled timber gabion overflow cofferdam was built. The designed discharge was 9 650 m³/s corresponding to a 10-year flood, and the checked discharge 11 006 m³/s corresponding to a 20-year flood. The overflow discharge per unit width was 48 m³/s-m. The cofferdam was built on sand and gravel deposit, and provided with a clay-cement grout curtain with a thickness of 10 m. The bottom part of the cofferdam was built of riprap ; when it was higher than the water level a timber gabion was built in place (Fig. 2). The downstream side of the cofferdam was covered by reinforced concrete slabs. Laboratory model tests showed that when the discharge was 9 650 m³/s, the maximum velocity was 15.5 m/s. Based on the pulsation pressure on the overflow slabs, the slabs were stable. After construction of the cofferdam, overflowing took place on 5 occasions among them the maximum discharge was 4 086 m³/s, and the maximum unit discharge 10 m³/s per m.

3 - Rockfill cofferdam of Longyangxia Hydropower Station

A rockfill cofferdam with a concrete core wall was used as the upstream cofferdam in Longyangxia Project. It was designed according to a 20-year flood and checked by a 50-year flood. Its maximum height was 55 m (Fig. 3).

The thickness of the concrete core wall was 2 m at the bottom and gradually decreased to 1 m at the top. The core wall was flexibly connected to the river bed and the abutments with main embankments was 5 m. The corresponding maximum velocity was 6 m/s.

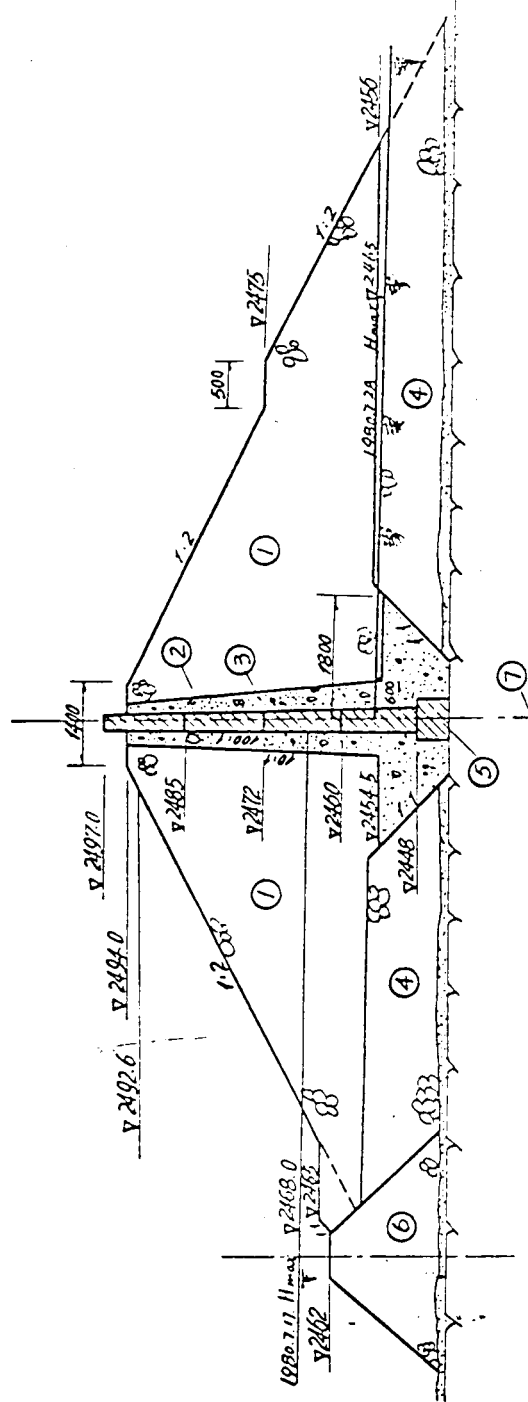


Fig. 3
Rock-fill cofferdam.

- 1. Rock fill.
- 2. Central concrete core wall.
- 3. Filter layer.
- 4. River deposit.
- 5. Packing flange.
- 6. Embankment dam.
- 7. Axis of cofferdam.

The closure work started in December 1979. At that time the discharge of Yellow River was only 200 m³/s. The diversion ratio of the diversion tunnel was over 70 %, so that the closure of the embankment lasted only 5 hours.

4 - Fascine bundles used in closure at Sanshenggong Project

The Sanshenggong Water Conservancy Project was built on the main course of Yellow River. At the dam site, a long term average discharge is 646 m³/s, a 10-year flood is 1 020 m³/s. Based on the data of mid-long-range forecast, a closure discharge of 500 m³/s was chosen.

The river bed of Yellow River was composed of heavy silty fine sand. Its permissible scouring velocity was only 0.7 m/s. The total length of river closure is 450 metres. The first 314 metres were made by using box fascine bundles with soil filling, laid ahead on the river bottom and immediately followed by straw bundles and soil in layers to build up the embankment (Fig. 3). For the last 136 metres of closure it was changed to use horizontal closure with fascine bundles by boats. A sudden increase of river discharge up to 1 350 m³/s was overcome successfully during the horizontal closure.

I - THE GEZHOUBA UPSTREAM COFFERDAM

It is a rock and sand gravel fill dam about 40 m high with a cross section shown below.

It was built by dumping sand gravel and rock muck from excavations, upstream of the closing deck and finally by making two lines of concrete diaphragm wall from the top, each with a thickness of 1 m and a maximum depth about 60 m and with a total area of 40 000 m² (for two) and adding a grouting curtain in between and under the wall for water sealing.

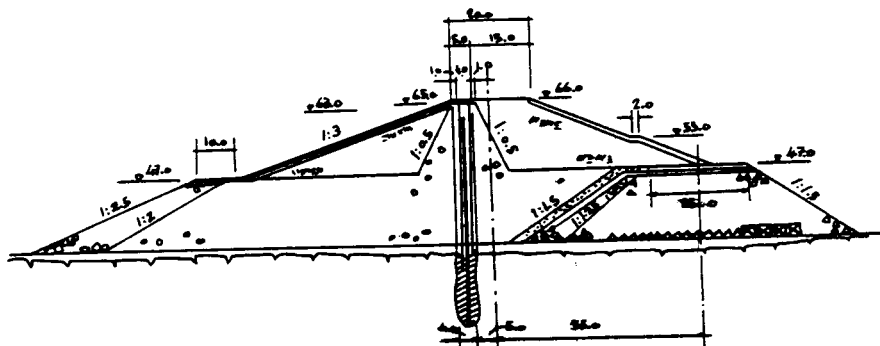


Fig. 4

This cofferdam worked quite successfully against the one in a hundred years flood of 72 000 m³/s immediately after its completion in last July.

This method of construction offers some new idea of dam building.

II - THE LONGYANGXIA COFFERDAM

The cross section of the cofferdam is about 50 metres high and 85 metres long. The diversion tunnel in the right abutment is of a cross section 15 m by 17.5 m. It was originally designed to stand a flood once in 50 years ($4\,720\text{ m}^3/\text{s}$). In view of the considerable storage capacity (up to 1 km^3) upstream of the cofferdam during flood water, an emergency side spillway with a width of 10.5 m was built. In last September an extraordinary flood (one in 150 years, $5\,570\text{ m}^3/\text{s}$ with a total discharge of water of 6.07 km^3 in 15 days) occurred. By heightening the cofferdam by 3 m before the flood and another 4 m during the flood, and also by strengthening the downstream slope, especially the downstream toe, the cofferdam was kept safely and successfully passing through this extraordinary flood. Considerable land, city and town downstream was saved from inundation. The diversion tunnel discharged $4\,030\text{ m}^3/\text{s}$, $700\text{ m}^3/\text{s}$ over its designed discharge capacity and the side spillway discharged $540\text{ m}^3/\text{s}$, at the peak of flood.

The cofferdam stood against a water level higher than its designed maximum water level by 2-3 m lasting 13 days. The rockfill cofferdam was built with a concrete core wall built in four sections hinged by steel reinforcement. Careful investigation was made on seepage pressure, displacements and stresses during flood water and it was found that the design of the cofferdam was successful.

CONTRÔLE DE LA RIVIÈRE PENDANT LA CONSTRUCTION

Rapport présenté par le Comité National Français

Préparé par Mlle C. BESSIÈRE
Ingénieur en Chef à la Société d'Études et d'Équipements d'Entreprises

SUMMARY

Cofferdams are temporary works for which it is important to find economical solutions.

In the case of rivers with discharges varying greatly along the year it could be often more economical to spill the floods over the crest of the cofferdam, designed for this purpose, during some weeks or months, instead of increasing its height to insure a total protection of the work site.

The paper describes some typical cofferdams, designed to resist to floods with high specific discharges. Three particular solutions are presented, all of them designed and built by French contractors :

- 1 - Thin arch dam solution, used widely in France. It allows the passage of big discharges under high heads, if required.
- 2 - Rockfill dam solution, which allows also the passage of big discharges. This type of cofferdam has been used up to now in France only for medium heads (without concrete lining).
- 3 - A less classical solution, used only for small discharges.

Another source of economy can be found through the conception of the cofferdam proper. That is why the paper describes a cofferdam built in the sea, with high wave conditions, and consisting of a dike whose body is watertightened by grouting. The seepage measurements made during the works showed that this layout was very efficient. It can be applied to some river works, temporary or final (flood control works) where an economical and rough solution is looked for.

RESUME

Les batardeaux constituent des ouvrages provisoires pour lesquels il est important de trouver des solutions économiques.

Dans le cas de rivières dont le débit varie fortement au cours de l'année, il peut être souvent moins coûteux de laisser déverser pendant quelques semaines ou quelques mois sur la crête du batardeau conçu en conséquence que de la surélever pour assurer une protection totale.

Le rapport décrit d'abord quelques cas typiques de batardeaux conçus pour pouvoir résister à des déversements importants à gros débits spécifiques. Les trois cas particuliers présentés conçus et/ou réalisés par des sociétés françaises correspondent à trois types de structures différentes :

1 - la solution "voûte mince" qui a été utilisée pendant longtemps en France et qui permet de faire passer des gros débits sous forte chute si nécessaire.

2 - la solution "enrochements" qui permet également de faire passer de gros débits mais qui n'a été réalisée ou testée jusqu'à présent en France que pour des chutes restant limitées (sans revêtement béton).

3 - une solution moins classique mais qui n'a été utilisée que pour des débits limités.

Une autre source d'économie peut être trouvée dans la conception de l'ouvrage proprement dit. C'est pourquoi le rapport traite ensuite le cas d'un batardeau construit en mer avec une houle importante et constitué par une digue dont le corps en tout venant de carrière a été étanché par injection.

Les mesures des venues d'eau pendant le chantier ont montré que cette étanchéité était très efficace. Il pourrait donc être envisagé d'appliquer cette solution pour certains ouvrages en rivière, provisoires ou même définitifs (écrêteurs de crues) lorsque l'on recherche des solutions rustiques et très économiques.

1. BATARDEAUX DEVERSANTS

Pour la construction d'un barrage le programme des travaux doit être établi en tenant compte des impératifs imposés par le régime de la rivière et si celle-ci présente des crues très importantes et de durée relativement brève, il peut être économique à la fois en coût et en délais de limiter les débits dérivés en laissant déverser le complément de débit sur la crête du batardeau.

Nous décrirons en détail les solutions conçues et/ou réalisées par des sociétés françaises pour deux des plus grands aménagements construits en Afrique, KARIBA et CABORA BASSA, tous deux situés sur le ZAMBEZE, dont les crues surviennent chaque année à la fin de la mousson (Décembre - Mars en général).

Avec un débit moyen de 2 750 m³/s à Cabora Bassa, le Zambèze est proche du Nil (à Assouan - 2 650 m³/s) ou du Yenisseï (à Krasnoïarsk - 2 800 m³/s), il dépasse le Rhône à son embouchure (2 000 m³/s), mais il reste très loin du Zaïre (42 000 m³/s à Inga) et a fortiori de l'Amazone (90 000 m³/s quand il rejoint l'Atlantique).

A Kariba les données hydrologiques permettaient d'estimer que le débit pouvait varier de 300 m³/s en étiage à 4 500 m³/s en crue normale et 8 500 m³/s en crue exceptionnelle. Ce dernier chiffre a été largement dépassé puisque la crue de 1958 a atteint 16 000 m³/s.

A Cabora Bassa, on a mesuré pendant les travaux de 1 000 à 2 000 m³/s en étiage à 10 000 m³/s en période de crue.

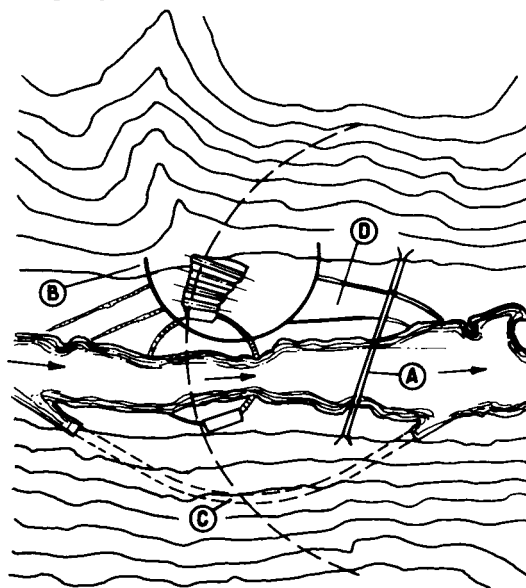
Pour ces deux aménagements la conception des travaux en rivière et de la structure des batardeaux tenait compte de la possibilité d'un déversement à gros débit, les solutions proposées étant très différentes.

Pour compléter cette analyse, nous présenterons un autre cas particulier où la structure du batardeau déversant était de conception originale.

1.1 Les batardeaux de KARIBA

Le bureau Coyne et Bellier était Ingénieur conseil sur le projet de Kariba et les données figurant dans ce rapport sont tirées d'un article de A. Coyne publié dans la Revue Travaux de Juillet 1959.

Le programme des travaux en rivière a été découpé en 3 phases :



Phase 1

- Construction sur la plage rocheuse existant en RG (qui se trouvait à sec une partie de l'année), d'un premier batardeau permettant la réalisation à l'abri des crues moyennes ou même fortes, des premiers plots du barrage comportant des pertuis provisoires destinés à la dérivation du fleuve quand on travaillerait dans le lit mineur.
- Percement sur l'autre rive d'une galerie de dérivation (augmentant de 50 % environ le débit dérivé en étiage).

Le batardeau de forme circulaire avait 180 m de diamètre pour 18 m de hauteur maximale et était fondé sur du rocher dur à 5 ou 6 m de profondeur. Sa longueur totale était de 290m sa section d'épaisseur uniforme 1,80 m était renforcée en partie centrale où elle passait à 2,40m.

Kariba,
Travaux en rivière,
phase 1

Kariba,
Works in the river,
Stage 1

- A. Pont.
- B. Batardeau Rive gauche.
- C. Galerie de dérivation.
- D. Chenal de dérivation.

- A. Bridge.
- B. Left bank Cofferdam.
- C. Diversion gallery.
- D. Diversion channel.

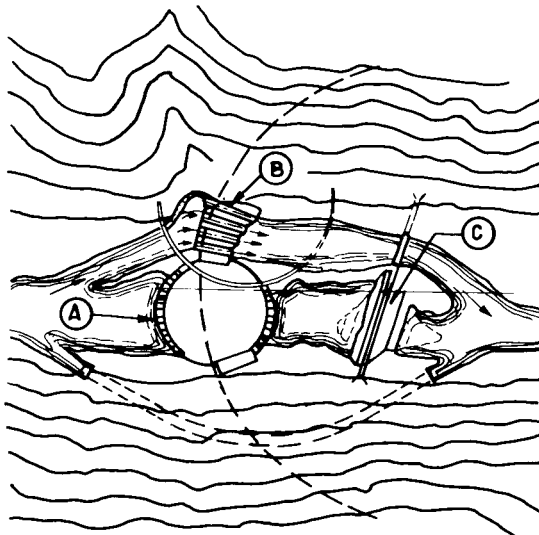
Il représentait au total un volume de 10 000 m³ de béton.

Pour assurer sa bonne résistance en cas de submersion, un certain nombre de dispositifs avaient été mis au point après essais sur modèle :

- . clapets de fond s'ouvrant automatiquement en cas de surpression interne
- . réalisation en crête de huit voûtelettes pouvant basculer vers l'extérieur pour rétablir l'équilibre de pression (crête fusible).

En Mars 1957 ce batardeau fut submergé sous 3 m d'eau par une crue de 8 400 m³/s. Il n'avait subi aucun dommage et six semaines après, l'enceinte était de nouveau à sec et les travaux reprenaient.

Après avoir démolì, dès que les plots en construction avaient atteint la cote du batardeau, tout le béton de crête de ce dernier au dessus de l'eau, deux brèches ont été réalisées en partie basse par explosion en Juillet 1957, livrant le passage au Zambèze par le chenal de dérivation à ciel ouvert.



Phase 2

Depuis le mois de Mars 1957, pour préparer la coupure du fleuve, il avait été déversé un volume d'environ 100 000 m³ de matériaux tout venant constituant un batardeau en enrochement permettant, en coupant le courant dans le lit mineur, de calmer les eaux pour la réalisation de la fondation du batardeau principal.

Cette dernière était constituée de deux rideaux de palplanches concentriques, distants de 6 m, battus jusqu'au rocher autant que possible compte tenu des amoncellements de blocs laissés en place par la rivière. Les palplanches utilisées avaient jusqu'à 27 m de longueur et représentaient un volume de 1000 t.

Kariba,
Travaux en rivière,
phase 2 .

Kariba,
Works in the river,
stage 2

- | | |
|-------------------------------|------------------------|
| A. Batardeau principal. | A. Main cofferdam. |
| B. Pertuis provisoires. | B. Provisory outlets. |
| C. Batardeau en enrochements. | C. Rockfill cofferdam. |

L'espace entre les deux rideaux a été rempli de rollcrete mais il a été difficile de se débarrasser du sable laissé par la crue, même par des injections alternées d'air et d'eau.

Pour limiter les risques de renard l'enceinte future a été remblayée de part et d'autre.

La superstructure du batardeau se présentait sous la forme d'un cylindre de 115 m de diamètre décomposé en :

- . une zone amont s'appuyant sur deux des plots du barrage
- . une zone aval arasée 10 m plus bas.

Sa hauteur maximale était de 45 m au dessus des fondations.
Sa section avait une épaisseur constante à l'amont (1,80 m) et variable à l'aval (décroissant de bas en haut de 3,60 m à 2,40 m puis 1,20 m).

La zone aval était munie d'une crête fusible comme le batardeau de première phase.

L'enceinte ainsi créée a été mise à sec à la fin de 1957.

C'est alors qu'est survenue une crue d'une importance exceptionnelle et plus précoce que prévu, au cours de laquelle le total des débits enregistrés du 15 Février au 15 Mars 1958 a été égal à l'apport annuel moyen soit 40 km³.

Le débit resta important pendant plus de 2 mois et a atteint 16 000 m³/s (voir photo 1).

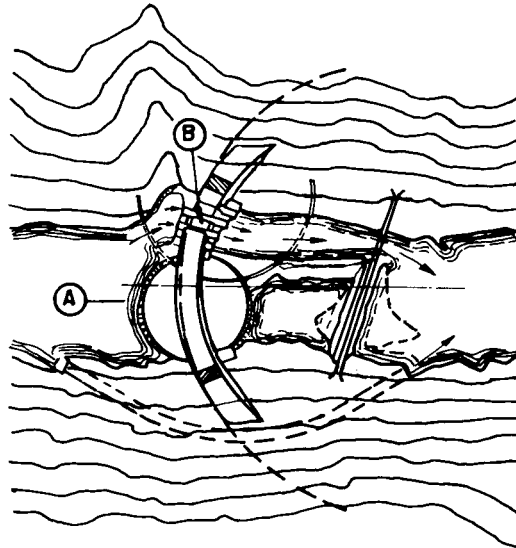
Le batardeau central avait été surélevé de 3,60 m à la dernière minute dans l'espoir d'éviter de noyer le fond de fouilles et de pouvoir ensuite poursuivre la réalisation des plots centraux du barrage, mais l'enceinte a finalement été brutalement envahie par le fond sous 27 m de charge par une venue d'eau située dans une zone rocheuse près de l'enracinement dans la rive gauche à 15 m au dessus du point le plus bas. En plus, la crête du batardeau a été à son tour submergée deux jours seulement après la fin de bétonnage de la surélévation. La hauteur de la lame déversante a atteint 3 m. La superstructure du batardeau n'avait pratiquement pas été endommagée, mais après le passage de la crue (mi-Avril), pour pouvoir remettre à sec l'enceinte centrale, il a fallu traiter le renard en coupant d'abord le débit (estimé à 30 m³/s) par l'aval en battant deux rideaux de palplanches jumelés, ultérieurement lestés en béton.

L'enceinte fut remise à sec début Juin 1958 et la réalisation des plots centraux put être poursuivie à un rythme accéléré.

Phase 3

En dernière étape les plots ont été montés sur toute la longueur de l'ouvrage et, pour finir, les pertuis provisoires et la galerie RD ont été obturés puis bétonnés.

(figure page suivante)



Kariba,
Travaux en rivière,
phase 3

Kariba,
Works in the river,
stage 3

A. Batardeau principal.
B. Plots du barrage.

A. Main cofferdam.
B. Dam blocks.

1.2 Les batardeaux de CABORA-BASSA

Au droit du site du barrage, d'une centaine de mètres de largeur en partie basse, le Zambèze, avant travaux, atteignait 30 mètres de profondeur en étiage (Juillet à Novembre) et près de 50 mètres lors des crues annuelles (de Janvier à Avril).

Le fond du lit était constitué d'éboulis variés comportant d'énormes blocs, sur une épaisseur d'une dizaine de mètres au dessus du bed rock.

Les caractéristiques géométriques de la vallée ne permettaient pas d'envisager une exécution en deux phases comme à Kariba, et de plus la dérivation totale des débits de crues par des galeries aurait nécessité la réalisation d'ouvrages de grandes dimensions, très coûteux et longs à réaliser.

Il fut donc décidé de limiter à 4 500 m³/s le débit dérivé par les deux galeries de dérivation de 16 m de diamètre (une sur chaque rive), en réduisant à environ 8 à 9 mois par an la durée du travail en rivière.

En période de crues, le complément de débit passait par dessus la crête des batardeaux et à travers l'ouvrage en construction.

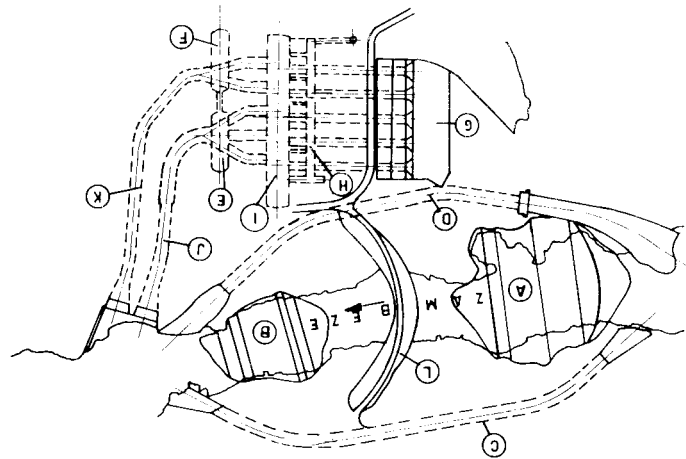


Photo 1. -- Kariba

Passage de la pointe de crue (16 000 m³/s) sur le batardeau principal (5 mars 1958)
Overtopping of the main cofferdam by the maximum flood (16 000 m³/s) (March 5, 1958)

Il a donc fallu réaliser des batardeaux submersibles de grande hauteur. La présence dans le lit de la rivière d'une épaisseur importante d'ébouillis conduisit à un projet de batardeaux en enrochements, étanché par un rideau de palplanches en superstructure et par un voile d'injection en fondation.

Les deux figures ci-après montrent la disposition générale des ouvrages et les coupes types des batardeaux et du barrage.



Cabora-Bassa, general layout

- A. Upstream cofferdam.
- B. Downstream cofferdam.
- C. Diversion gallery left bank.
- D. Diversion gallery right bank.
- E. Surge chamber north.
- F. Surge chamber south.

- A. Batardeau amont.
- B. Batardeau aval.
- C. Dérivation rive gauche.
- D. Dérivation rive droite.
- E. Cheminée d'équilibre nord.
- F. Cheminée d'équilibre sud.

Cabora-Bassa, vue en plan

- G. Intake.
- H. Transformers.
- I. Power house.
- J. North tailrace.
- K. South tailrace.
- L. Dam.

- G. Prise d'eau.
- H. Transformateurs.
- I. Usine.
- J. Galerie de fuite nord.
- K. Galerie de fuite sud.
- L. Barrage.

L'importance de ces ouvrages a conduit à mettre au point les ouvrages de protection grâce à des essais sur modèles.

1.2.1 Revêtement des batardeaux

Les premiers essais effectués montraient qu'il était nécessaire que les deux batardeaux une fois construits fussent revêtus de gabions ou de dalles épaisses de béton pour résister au déversement sous une dénivellée totale pouvant atteindre 13 m.

La solution gabions fut abandonnée par crainte de dommages au treillis métalliques pour les grandes vitesses.

La solution dalles de béton fut donc en principe envisagée. Cependant, les essais complémentaires montrèrent qu'un revêtement d'enrochement restait possible si la dénivelée, lors d'un déversement, n'excédait pas 4 m.

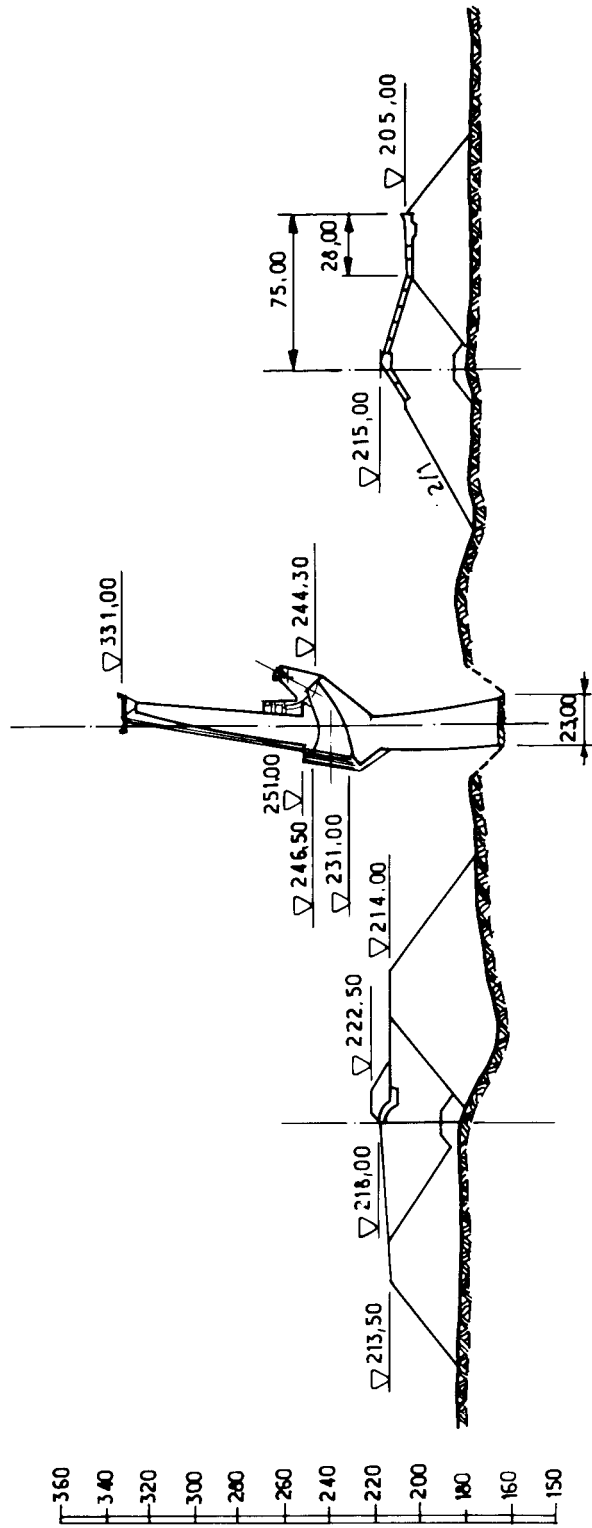
Cette condition fut remplie sur le batardeau amont, d'une part en réalisant des 4m supérieurs en digue fusible pouvant être reconstruite à l'avancement dès l'amorce de la décrue, d'autre part en surélevant de 2,5m le batardeau aval pour lequel cette surélévation rendait le revêtement de béton encore plus nécessaire.

1.2.2 Exécution

Les batardeaux furent achevés environ cinq mois après la coupure. Ils nécessitèrent 1 400 000t d'enrochements limités généralement à 400kg. 20 000t d'enrochements de 3 à 4t et 30 000m³ de béton, 5 000m² de rideaux de palplanches et 20 000t de ciment d'injection.

L'écoulement sur les batardeaux d'un débit de 7 000m³/s en mars 1972 (photos 2 et 3) a confirmé la bonne représentativité des essais sur modèle.

CABORA-BASSA - COUPE DANS LE BARRAGE
 CABORA-BASSA - SECTION IN THE DAM



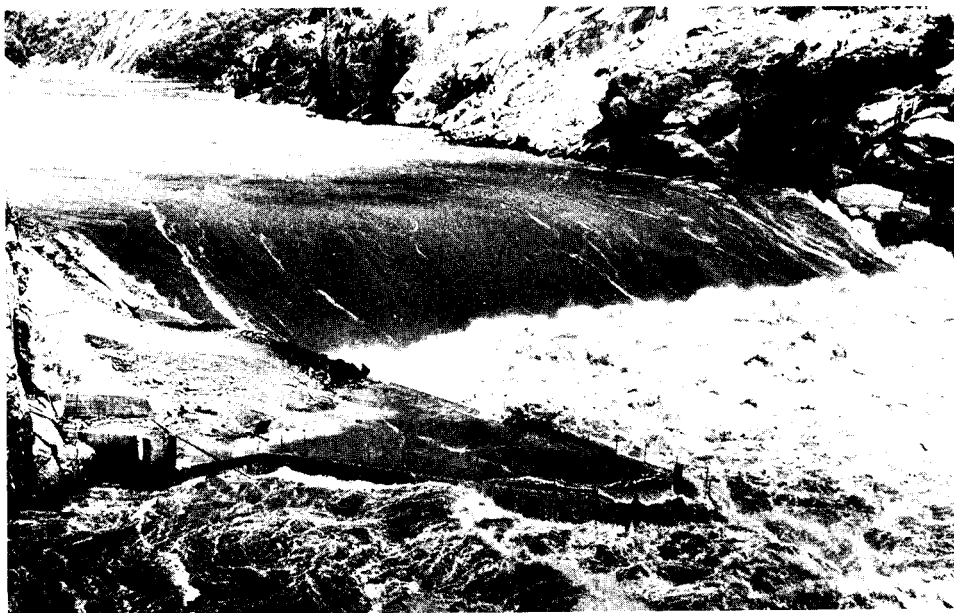


Photo 2. — Cabora-Bassa
Déversement sur le batardeau amont (13 mars 1972)
Overtopping of upstream cofferdam (March 13, 1972)



Photo 3. — Cabora-Bassa
Déversement sur le batardeau aval (16 mars 1972)
Overtopping of downstream cofferdam (March 16, 1972)

1.2.3 Résultats d'essais

La figure ci-après représente le profil déversant du batardeau amont : il s'agit d'un déversoir à seuil épais.

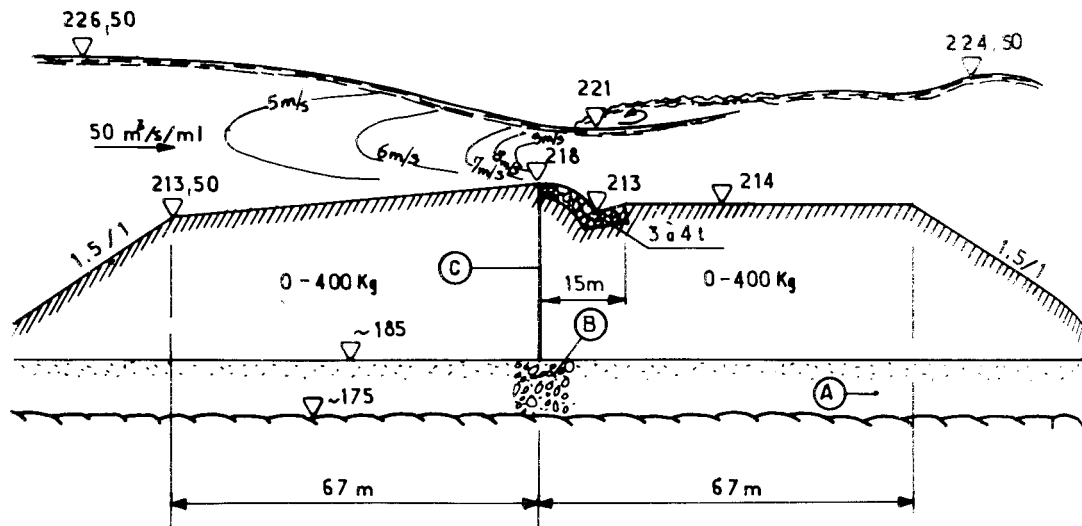
L'ensemble du massif est en tout-venant 0-400 kg ; en aval du rideau de palplanches une cuvette d'amortissement est aménagée sur une quinzaine de mètres et garnie de blocs naturels de 3 à 4 t.

Malgré des vitesses pouvant atteindre 7 à 8 m/s immédiatement en amont du rideau, les blocs de 400 kg restent stables, le rôle de butée joué par le rideau étant fondamental dans cette stabilité.

La digue fusible, non représentée sur la figure, est en enrochements limités à 400 kg et comporte un parement étanche ; arasée à la cote 222, elle est située à l'aval immédiat du rideau de palplanches.

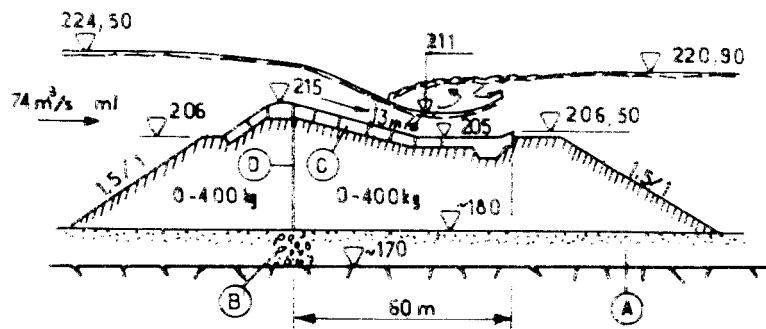
Le profil déversant du batardeau aval est représenté sur la figure suivante.

Dans sa partie aval, il fixe la position du ressaut et limite les affouillements du talus aval non revêtu. Du fait des très grandes vitesses, de l'ordre de 13 m/s pour un débit déversant de 80 à 100 m³/s/m, le revêtement est constitué de dalles de béton de 7 x 7 x 2,5 m, non étanches pour éviter les risques dus aux sous-pressions, et reliées par un ferrailage longitudinal voisin de la surface.



Cabora-Bassa : batardeau amont
Cabora-Bassa : upstream cofferdam

- | | |
|---------------------------|------------------------|
| A. Éboulis et alluvions. | A. Scree and alluvium. |
| B. Zone injectée. | B. Grouted area. |
| C. Rideau de palplanches. | C. Sheetpiles. |



Cabora-Bassa : batardeau aval
 Cabora-Bassa : downstream cofferdam

- | | |
|---------------------------|------------------------|
| A. Éboulis et alluvions. | A. Scree and alluvium. |
| B. Zone injectée. | B. Grouted area |
| C. Dalles de béton. | C. Concrete slabs. |
| D. Rideau de palplanches. | D. Sheetpiles. |

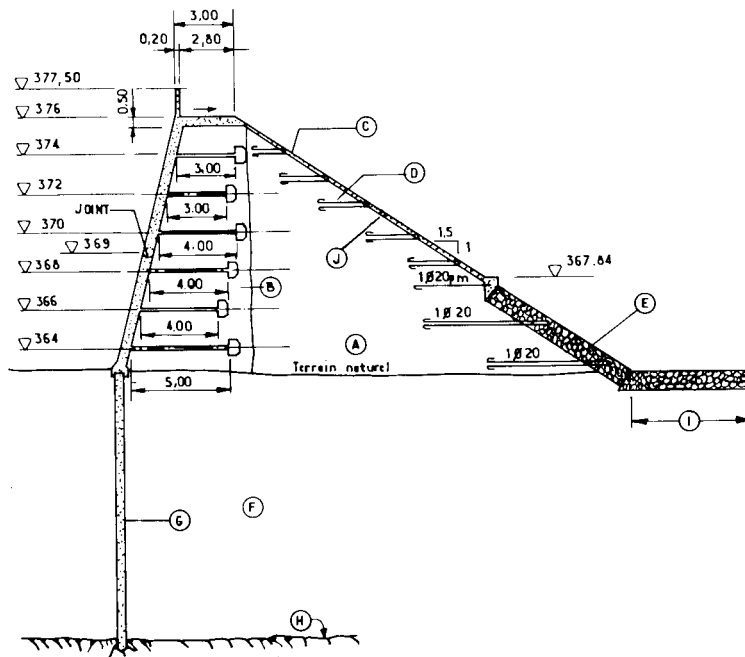
1.3. Le batardeau du barrage de MONTEYNARD

En complément à la présentation des deux ouvrages précédents où les batardeaux déversants étaient dimensionnés pour des débits très importants, nous présentons ci-après une solution mixte béton-remblais mise au point pour le batardeau amont du barrage de MONTEYNARD sur le Drac en France.

Le barrage lui-même est constitué par une voûte de 155 m de hauteur au dessus de la fondation, comportant un évacuateur de crues pour un débit de 2 820 m³/s.

Pour la réalisation des travaux, il a été réalisé une galerie de dérivation en RD limitée comme pour l'ouvrage précédent à des débits raisonnables.

Le batardeau amont a été conçu pour permettre le déversement des débits supplémentaires. Sa section type était la suivante.



Batardeau de Monteynard

- A. Remblai d'alluvions tout venant.
- B. Remblai de choix.
- C. Revêtement en béton armé.
- D. Épingles Ø 12.
- E. Gabions.
- F. Alluvions.
- G. Pieux sécants.
- H. Rocher.
- I. Protection aval.
- J. Barbacane.

Monteynard Cofferdam

- A. Embankment in alluvium.
- B. Selected fill.
- C. Reinforced concrete protection.
- D. Anchorbars Ø 12.
- E. Gabions.
- F. Alluviums.
- G. Secant piles.
- H. Rock.
- I. Downstream protection.
- J. Barbacane.

2. BATARDEAU DE LA CENTRALE NUCLEAIRE DE FLAMANVILLE

Le site de la Centrale nucléaire de Flamanville est situé sur le côté Nord-Ouest du Cotentin, et est à la fois exposé à de fortes houles (hauteur significative $H_{1/3} = 6,50$ m) et soumis à des marées dont l'amplitude peut atteindre 8 m en période de vives eaux.

Après comparaison de diverses solutions, il a été décidé de regrouper en un seul ouvrage la digue de protection de la centrale contre la houle (digue principale) et le batardeau assurant la mise à sec du chantier, en complétant la précédente par une digue dite centrale et une digue dite bouchon afin de protéger les deux premières tranches réalisées (voir figure page suivante).

Il était donc nécessaire de rendre étanches ces deux digues provisoires et la partie concernée de la digue principale sur une longueur totale de 700 m environ.

2.1 Choix de la solution

En ce qui concerne le type d'étanchéité deux possibilités pouvaient être retenues :

2.1.1 Paroi étanche exécutée par des méthodes traditionnelles

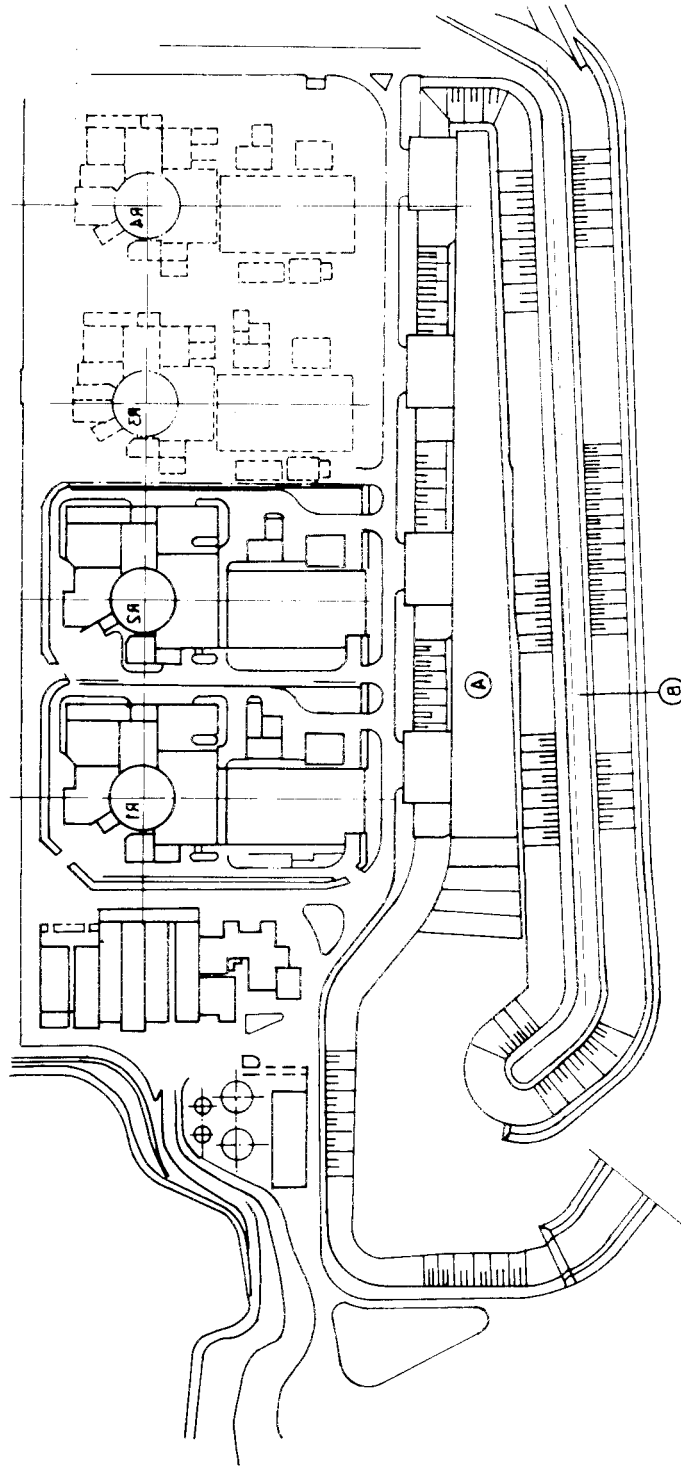
c'est à dire mur en béton, rideau de palplanches ou paroi mixte. Les deux premières solutions présentent le double inconvénient de nécessiter une grande emprise totale en pied de digue, et de risquer de laisser des fenêtres importantes au contact avec le bed rock, zone très difficile à traiter.

La troisième solution présentait un risque de fragilité dû aux mouvements possibles provoqués par les tassements des digues.

2.1.2 Injections au travers de la digue

destinées à réaliser un mur étanche "cyclopéen". Cette solution présentait les avantages suivants :

- . traitement du contact avec le substratum rocheux bien assuré ce qui permettait à la fois d'éliminer pratiquement les risques de renard et de limiter les fuites.
- . réduction de l'emprise des digues et donc du volume de matériaux à mettre en oeuvre.



Centrale de Flamenville, vue d'ensemble.
Flamenville power house, general lay out.

- A. Alimentation channel
- B. Principal breakwater

- A. Canal d'alimentation.
- B. Digue principale.

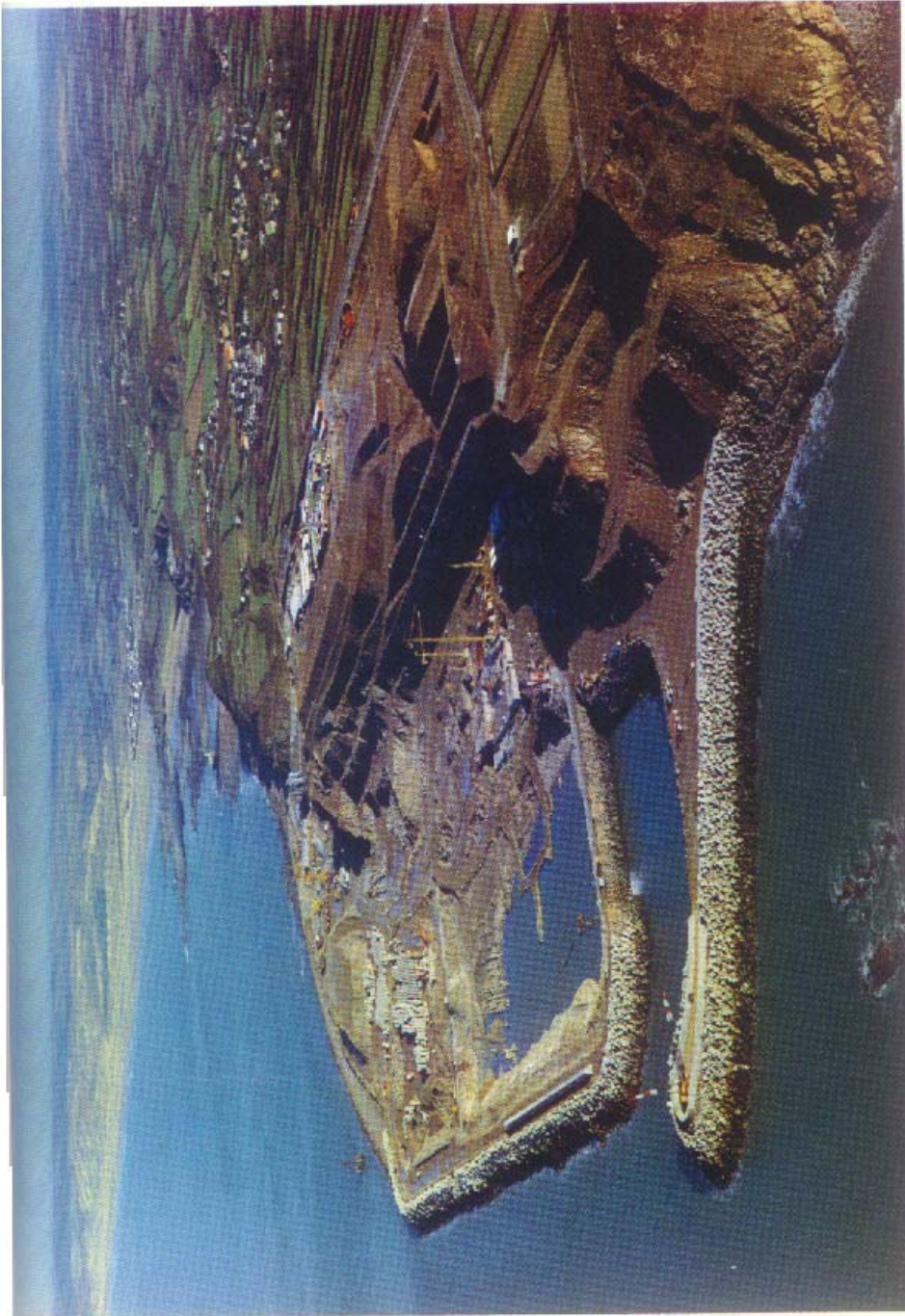
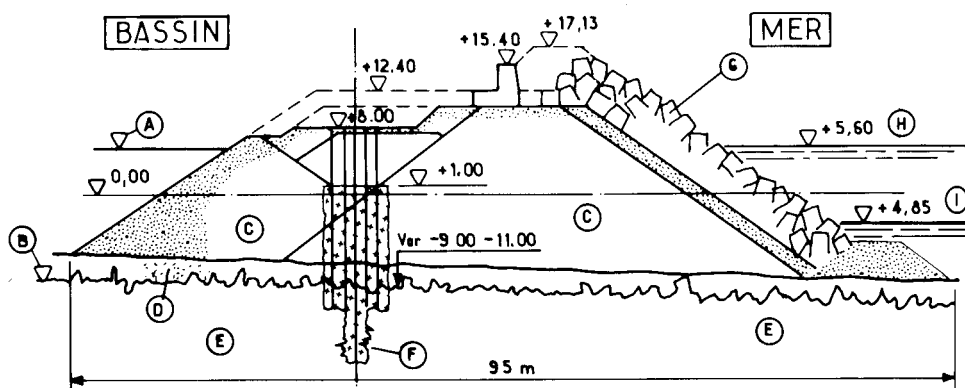


Photo 4
Centrale de Flamanville, vue d'ensemble.
Flamanville power plant, general view.

Cette deuxième solution est très vite apparue plus économique après mise au point de la méthode d'injection sur le site. Cependant, le coût de l'injection du corps de digue proprement dit restait élevé, ce qui a conduit finalement à adopter la solution mixte représentée ci-après où en partie supérieure l'étanchéité était assurée par un noyau étanche entre les cotes + 1,00 et + 7,50.

On peut noter qu'en cours d'exécution, on a découvert l'existence d'une couche de sable de 1 à 2 mètres d'épaisseur sur le bed rock qu'il a fallu traiter par injection de gel de silice.

Ce travail aurait été beaucoup plus difficile avec une solution du premier type.



Batardeau de la centrale nucléaire de Flamanville.
Flamanville nuclear power house cofferdam.

- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| A. Niveau initial. | A. Initial level. |
| B. Niveau final. | B. Final level. |
| C. Tout venant. | C. Quarry run. |
| D. Sable. | D. Sand. |
| E. Rocher. | E. Rock. |
| F. Injection rocher. | F. Rock grouting. |
| G. Carapace cubes 30 t. | G. 30 t cubes armor. |
| H. P.H.M. | H. Maximum sea level. |
| I. P.B.M. | I. Minimum sea level. |
| E. Rocher. | E. Rock. |

2.2. Phases d'exécution

Phase 1 Exécution du noyau en tout-venant 0-1,5 t côté mer (par déversement au dumper et mise en place au bulldozer à partir de la cote + 7,00 de façon à être situé à environ 2 m au dessus des P.H.E.). La largeur en crête était de 17 m.

Côté bassin, ce noyau est limité de façon à ne pas sortir du profil prévu, et l'action de la houle donne le talus naturel.

Côté mer, l'exécution de la couche de transition en blocs de 1,5 t se faisait simultanément de façon à créer une carapace provisoire de protection.

L'exécution du cavalier de pieds en blocs de 6 à 8 t et de la carapace en cubes béton de 30 t se faisait en arrière à une distance maximale de 50 m au moyen d'une grande grue placée à l'abri de la carapace déjà posée.

En arrière de la grue, en parallèle, la crête du noyau était surélevée à la cote + 8,00.

- Phase 2 A l'abri de cette digue provisoire, était exécutée en parallèle côté bassin, une deuxième digue en tout-venant arasée à la coté + 5,00, et limitée au parement définitif côté bassin.
- Phase 3 Préparation de la fondation du noyau étanche (nivellement de la base à la cote + 1,00 au bulldozer et reprofilage des talus).
Mise en place du noyau étanche par couches de 50 cm (suivant un plan incliné descendant de la cote + 7,50 à la cote + 1,00 sur une longueur de 60 m) compactées au rouleau à pneus.
- Phase 4 Finition de la crête des ouvrages à la cote + 8,00 avec en particulier mise en place d'une couche de protection de 0,50m en matériaux tout-venant sur le noyau étanche.
- Phase 5 Exécution des injections depuis la cote + 8,00
La hauteur injectée est en moyenne de 11 mètres et au maximum de 14 mètres (entre les cotes + 1,00 et - 9,00 à - 11,00).
L'injection est réalisée en 3 phases
. les deux lignes extérieures (remplissage simple avec peu ou pas de pression)
. les deux lignes intermédiaires (remplissage à faible pression)
. la ligne centrale injectée à haute pression.
La surface totale injectée a été d'environ 8 000 m² dont 5 000 m² dans les enrochements et le reste dans le sable ou le rocher.

Les deux difficultés principales rencontrées pendant les travaux ont été les suivantes :

- a- après fermeture, la digue en tout-venant s'est révélée trop peu perméable pour que le bassin intérieur puisse suivre les variations extérieures de niveau sans dénivelées importantes (pour une vingtaine de mètres de percolations on a constaté des fuites correspondant essentiellement à des cheminements préférentiels créés par les disparitions des matériaux fins à la suite d'une tempête par exemple). Ces débits ramenés à la surface

totale de digue non injectée donnent une valeur moyenne de l'ordre de 5 l/s et par mètre carré de digue (sous une charge de 1 m) ; si l'on déduisait les débits des cheminements préférentiels la perméabilité moyenne correspondant au débit résiduel serait beaucoup plus faible.

Les dénivelées importantes entre le bassin et la mer, alternées suivant l'heure, qui atteignaient 4 à 5 m, devinrent prohibitives pour la réalisation des injections et on a finalement rouvert une brèche pour améliorer la communication du bassin avec la mer.

b- la présence d'une couche de sable plus épaisse que prévu au contact avec le bed rock dont la granulométrie ne permettait pas l'étanchement par du coulis de bentonite - ciment. Il a fallu utiliser un coulis plus fluide à base de gel de silice, mis en place dans une seule ligne de forage équipée de tubes à manchette, après réalisation de part et d'autre des injections normales, ce qui permettait de limiter la zone à injecter à la silice.

2.3. Contrôle de l'étanchéité pendant les travaux

En cours de travaux, deux types de contrôles ont été réalisés :

- des contrôles ponctuels au moyen d'essais du type Lefranc réalisés dans les forages de petit diamètre percés dans le corps de la digue injectée tous les 5 à 6 m, permettant d'adapter le traitement par injection aux hétérogénéités du corps de la digue.
- des contrôles globaux permettant d'évaluer globalement la qualité du traitement et de montrer son évolution en fonction de l'avancement du chantier. Nous allons en résumer les principaux résultats ci-après, toutes les mesures étant réalisées pour une dénivelée mer-bassin de 1,20 m.

a) En cours de réalisation de l'étanchéité (avant ouverture de la brèche)

Le coefficient de perméabilité $k = \frac{Q}{S}$ (Q débit de fuite et S surface de digue traversée) est resté compris entre $9 \cdot 10^{-3}$ et $13 \cdot 10^{-3}$ m/s (mesures réalisées en Juin et Juillet 1979, cette dernière valeur étant obtenue après débouillage et avant ouverture de la brèche).

b) En cours de réalisation de l'étanchéité (après ouverture de la brèche)

Pour une surface de digues restant à étancher de 1 300 m² environ, la perméabilité était tombée à $6 \cdot 10^{-3}$ m/s (en Août 1979).

c) Après achèvement de l'écran étanche

La moyenne des mesures réalisées sur une période de 1 an (1980) a conduit à un coefficient de perméabilité $k = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s correspondant à un débit de fuite global de 100 à 150 m³/heure alors que la valeur contractuelle imposée par EDF était de 2000 m³/heure et qu'une partie des venues d'eau provenaient en fait du fond de fouille et de la falaise côté terre.

2.4. Conclusions

Cette solution d'étanchement d'une digue en enrochement par des injections est très intéressante par sa souplesse car elle permet de s'adapter à des conditions géotechniques variables, en modifiant la composition des coulis en fonction des matériaux traités (le suivi permanent de la qualité du traitement permettant de mettre immédiatement en évidence les phénomènes perturbant la bonne exécution des travaux).

Cette solution présente cependant l'inconvénient de ne pouvoir être réalisée que sous une dénivelée relativement faible au moment de l'injection (de l'ordre du mètre).

CONTRÔLE DE LA RIVIÈRE PENDANT LA CONSTRUCTION

Rapport présenté par le Comité National Français

Préparé par M. RAMETTE
Ingénieur de Recherches au Laboratoire National d'Hydraulique
de l'Électricité de France

SUMMARY

The report describes several typical river closures on natural bed, undertaken by french companies. It attempts to draw conclusions on basis of the experience gained about methodology and the observed results. The following points are highlighted :

- most closures are done by building the closure dike by the advancing method (so called vertical closure) ;
- in so far as possible, the fill material consists of alluvional material recovered on the site and set in place until the extreme limits of stability are reached (loss of 25 to 30 % is tolerated) ;
- if needed, heavy materials are set in place at the end of the closure operation. The diameter of such materials (D) can, in theory, be calculated on the basis of the number of dikes (n) and the ultimate difference of level (ΔH) :
 $D \simeq 0.4 \Delta H/n$;
- the material used in horizontal type closures is in accordance with the formula given by Izbach. Constructional expedients can, however be used to considerably reduce the weight of such materials (examples at Cabora Bassa and Genissiat) ;
- in all cases, the use of scale models to simulate the closures proved invaluable.

RESUME

Le rapport décrit quelques cas typiques de coupures de fleuves réalisées par des entreprises françaises ; il cherche à faire la synthèse de l'expérience acquise quant à la méthodologie suivie et aux résultats observés. Les principaux points soulignés sont les suivants :

- La plupart des coupures ont été réalisées par digues construites à l'avancement (dite coupure verticale) ;
- le matériau utilisé est, dans la mesure du possible, prélevé dans les alluvions in situ et déversé jusqu'à l'extrême limite de sa stabilité (on admet 25 à 30 % de pertes) ;

- des matériaux lourds, si nécessaire, sont déversés en fin de coupure ; leur diamètre (D) peut être déterminé, a priori, en fonction du nombre de digues de coupure (n) et de la dénivellée finale $\Delta H : D \simeq 0,4 \Delta H/n$;
- dans le cas de coupures "horizontales", le matériau à utiliser répond au critère d'Izsbach. Des artifices de chantier peuvent cependant diminuer sensiblement le poids de ce matériau (exemples de Cabora Bassa et de Génissiat) ;
- dans tous les cas, l'utilisation de modèles réduits pour la simulation des coupures a été d'une aide précieuse.

1. COUPURES PAR DIGUES A L'AVANCEMENT (COUPURES VERTICALES)

1.1 Le Rhône

Les constructions de tous les aménagements hydroélectriques du Rhône en aval de Lyon (10 aménagements au fil de l'eau) ont utilisé la technique de coupures par digues à l'avancement ; elles ont toutes été précédées par une étude sur modèle réduit.

Pour les premiers aménagements (Donzère, Rochemaure, Charmes, etc ...) après la réalisation d'une culée et d'un certain nombre de piles et de radiers à l'abri de batardeaux partiels, la deuxième culée et les dernières piles et passes du barrage ont été construits dans un batardeau étanche ; la réalisation de ce batardeau, par digues à l'avancement, constituait la phase ultime de la construction mais aussi la plus délicate du fait d'une obstruction du fleuve atteignant souvent le 1/3 ou davantage du débouché total ; la "dérivation" était alors constituée par la partie du barrage construite dans les premières phases et représentant les 2/3 au moins du débouché final.

A partir de l'aménagement de Bourg-les-Valences tous les barrages ont été construits pratiquement hors du lit du fleuve ; la dernière phase permettant la mise en service du barrage a, dans ce cas, consisté à couper la totalité du fleuve par une digue construite à l'avancement détournant progressivement le flot vers son nouveau débouché (Caderousse, Péage de Roussillon, ...).

Nous décrirons plus en détail deux opérations types de coupure du Rhône : celle de Charmes et l'opération de coupure totale du Rhône à Péage de Roussillon.

1.1.1 Coupure du Rhône à Charmes

La situation avant coupure est représentée sur la figure 1

- les 2/3 du barrage sont construits ;
- le batardeau à réaliser permet la construction des 2 dernières passes et de la culée rive gauche
- la longueur de la digue de coupure à réaliser pour constituer l'amont du batardeau est de 70 m
- le profil en travers de la digue de coupure peut être assimilé à un trapèze de 20 m de largeur en crête, 45 m à la base et d'une hauteur moyenne de 8,7 m
- le débit du Rhône pendant l'opération de coupure était en moyenne de 2500 m³/s avec un maximum à 2800 m³/s.

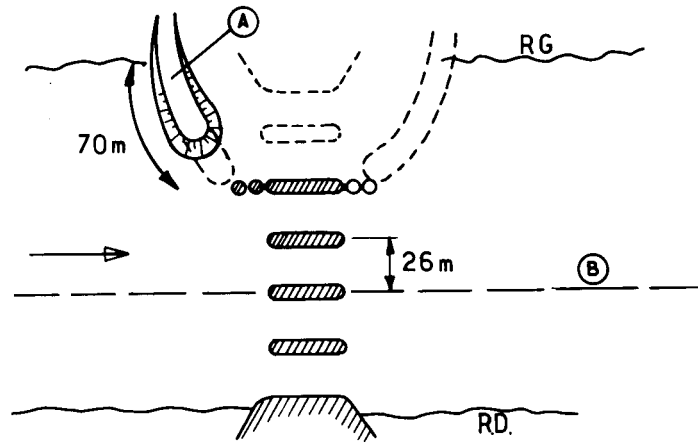


Fig. 1

Charmes

Vue schématique de la coupure.

Schematic view of the cut off.

A. Digue de coupure.
B. Ancienne berge.

A. River closure cofferdam.
B. Previous bank limit.

- La cadence de déversement était de l'ordre de 390 m³/h avec une pointe en fin de coupure de 500 m³/h.

- Les matériaux utilisés ont été, d'abord des alluvions tout venant du Rhône (0 à 100 mm soit 0 à 1,3 kg) puis des déchets de carrière (0 à 25 kg) et enfin des matériaux de carrière (20 à 70 kg).

Les principales caractéristiques des étapes de la coupure in situ sont données dans le tableau suivant

temps h	longueur de digue L (m)	vites- se (m/s)	dénivelée ΔH (m)	matériau utilisé		remarques
				D(m)	poids(kg)	
0	0	2		0	0 à 1,3	piétinement de la digue entre 10 et 20h dû à l'entraînement des alluvions
10	15	2,3		à		
20	17	2,8	0.5	0,1		
30	33	3,8	0.5	0	0 à 25	progression normale mais entraînement d'éléments fins vers 50 h
40	38		à	à		
50	43		1	0,27		
60	47	4,6	1	0,25	20 à 70	formation d'un dépôt aval
70	57		à	à		
77	70		1.4	0,38		

Les principales observations faites sont les suivantes :

- les matériaux sont entraînés au fur et à mesure de leur déversement quand la vitesse atteint 2,8 m/s (L = 17 m) ; ils forment alors un dépôt longiligne vers l'aval (fig. 2).

- l'utilisation des matériaux de 0 à 25 kg permet de continuer la progression de la digue jusqu'à L = 47 m malgré des vitesses atteignant 4 m/s et une dénivelée de l'ordre du mètre

- les 23 derniers mètres sont coupés malgré des vitesses atteignant 4,6 m/s et une dénivelée finale de 1,4 m, avec des matériaux d'un poids maximum de 70 kg, mais déversés au rythme de 500 m³/h ; les matériaux entraînés forment une "banquette" qui s'appuie sur la pile de fermeture (Fig. 2)

- on a constaté que la progression de la digue était plus rapide lorsque les matériaux étaient mis en tas en bout de digue et poussés en bloc dans le courant au lieu d'être déversés par petites quantités

- les essais effectués sur modèle ont recoupé correctement les observations faites in situ.

Le bilan des matériaux déversés est le suivant :

. alluvions (0 à 1,3 kg) :	8 700 m ³
. déchets de carrière (0 à 25 kg) :	16 000 m ³
. matériaux de carrière (20 à 70 kg)	<u>3 800 m³</u>
	28 500 m ³

dont 70 %, soit 20 000 m³, ont permis de constituer le massif proprement dit et 30 %, soit 8 500 m³, ont été entraînés vers l'aval en suspension ou en dépôt pour constituer les "banquettes" visibles Fig. 2.



Fig. 2
Charmes

Vue en plan du massif de coupure sur modèle.
Plan view of the model cut off structure.

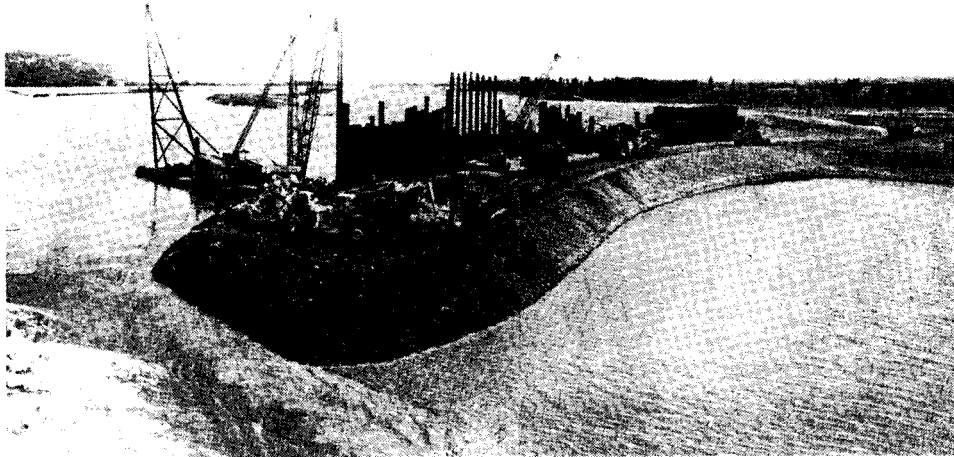


Fig. 3

Charmes

Vue d'ensemble du chantier lors de la coupure.

General view of the cut off site with work in progress.

1.1.2 Coupure du Rhône à Péage de Roussillon

- La situation avant coupure est représentée Fig. 4.

- la totalité du barrage est construite hors du lit principal du Rhône.

- le canal usinier est construit mais non en service

- la dérivation provisoire, en cours de coupure, est constituée par le canal d'aménée au barrage ; sa longueur est de l'ordre d'un kilomètre.

- La longueur de la digue à réaliser pour couper la totalité du Rhône est de 220 m ;

- le profil en travers de la digue peut être assimilé à un trapèze de 30 m de largeur en crête, 52 m à la base et d'une hauteur moyenne de 7,5 m.

- La cadence de déversement du matériau est de 1 200 m³/h

- Les matériaux utilisés sont constitués uniquement par les alluvions tout venant du Rhône (0 - 90 mm soit 0 à 1 kg).

La bonne analogie entre la coupure réelle (débit 1000 m³/s) et celle étudiée dans des conditions semblables sur le modèle nous autorise à présenter une synthèse des différents essais réalisés sur le modèle.

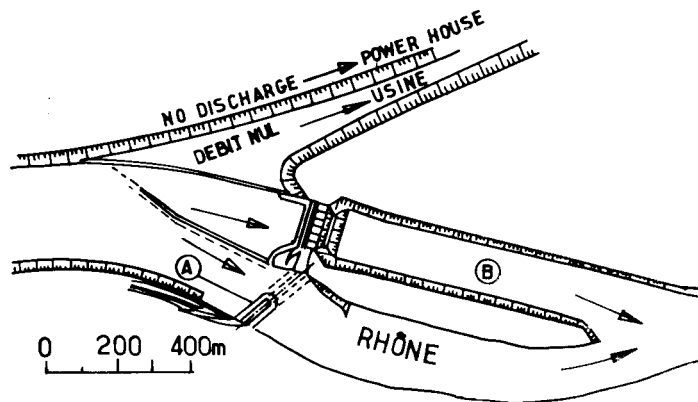


Fig. 4
Péage de Roussillon.
Plan général - General layout.

A. Digue de coupure.
B. Dérivation.

A. River closure cofferdam.
B. Diversion.

Synthèse des essais

- La coupure est plus intéressante dans le sens R. D. vers R. G. ; il y a deux raisons à cela :

- a) les zones les plus profondes du lit se situent en R. D., c'est à dire à l'amorce de la coupure ;
- b) la progression de la R. D. vers la R. G. de la digue de coupure favorise l'entonnement du débit vers la dérivation avec un minimum de pertes de charge (cf nota 2).

Les principales observations faites au cours des essais de coupure R. D. vers R. G. sont données dans le tableau suivant :

débits Rhône (m ³ /s)	vitesse max. (m/s)	ΔH_{max} (m)	temps de coupure (h)	volume déversé (m ³)	% de pertes	remarques
500	2	0,35	51	62 000	14 %	entraînement des matériaux en fin de coupure (V=2 m/s)
1000	2,5	0,52	58	70 000	18 %	
1500	2,8	0,67	67	81 000	28 %	
2000	3,3	0,87	76	92 000	39 %	entraînement dès les 2/3 de la coupure : V \approx 2,5 m/s
2500	3,50	0,92	107	129 000	60 %	entraînement dès la moitié de la coupure (figure 5)

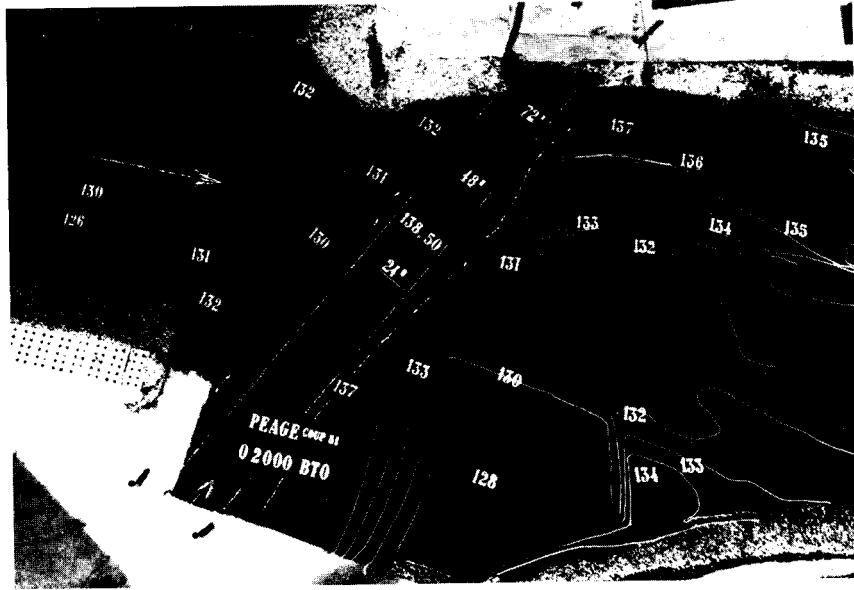


Fig. 5

Péage de Roussillon.

Débit 2 500 m³/s, vue de la digue achevée.

Discharge 2 500 m³/s, view of the cut off when completed.

Nota 1

Malgré les entrainements des matériaux observés, soit en fin de coupure ($Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$), soit à mi-longueur de la coupure ($Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$), dans tous les cas, la totalité de la digue peut être réalisée avec les alluvions tout venant (0 - 90 mm) si l'on consent des pertes s'échelonnant entre 14 % et 60 %.

Il apparaît cependant que la coupure à 2500 m³/s est à la limite extrême de faisabilité ; sa réussite est liée à la possibilité de formation d'un dépôt aval rejoignant la berge opposée et il semble bien que cette possibilité dépende étroitement de deux circonstances favorables :

- cadence élevée de déversement
- entrainement de matériaux qui ne se manifeste sensiblement en tête de digue qu'après la réalisation de la 1^{ère} moitié de la coupure.

Nota 2

Dans une seconde série d'essais, la coupure a été réalisée de la rive gauche vers la rive droite ; les pertes en matériaux sont alors de 34 % à 1500 m³/s et de 49 % à 2000 m³/s au lieu de 28 et 39 % pour la coupure R. D. vers R. G.

Une explication de cet écart est donnée en tête du paragraphe "synthèse des essais" ; il justifie le sens de la coupure adopté sur le chantier.

1.2 L'Euphrate- Barrage de Keban (Turquie)

Le barrage de Kéban a été construit à l'abri de 2 batardeaux ; la dérivation de l'Euphrate était assurée par deux tunnels assurant un débit de 1 000 m³/s sous une charge de 4,2 m (Fig. 6). A l'époque prévue pour la coupure, on estimait le débit à 5 ou 600 m³/s et une dénivelée de l'ordre de 3 mètres.

Compte tenu d'études préliminaires sur modèle et des considérations suivantes :

- approvisionnement plus facile en rive gauche
- couche alluvionnaire plus faible au débouché aval des tunnels

le processus suivant fut retenu :

- 1) coupure préliminaire aval entre la rive gauche et deux flots rocheux situés vers l'axe du fleuve
- 2) ouverture des tunnels
- 3) amorce de coupure amont par réalisation de 2 cavaliers de faible hauteur
- 4) coupure principale du fleuve depuis les flots rocheux aval, vers la rive droite.

. Déroulement de la coupure réelle

- La coupure partielle aval entre la rive gauche et les deux flots réalisée avec des enrochements de 13 à 90 cm n'a présenté aucun problème particulier

- De même, la réalisation des 2 cavaliers amont qui, pour un débit de 600 m³/s, n'ont introduit qu'une dénivelée de l'ordre de 20 cm.

- La coupure principale aval a été réalisée pour un débit de l'ordre de 600 m³/s, tunnels en service.

- longueur de la digue : 90 m environ
- profil du cavalier de coupure : 9 m en crête, 6 m de hauteur en moyenne
- volume théorique total de la digue : 11 200 m³
- cadence de déversement : 500 m³/h.

Les principales observations et mesures sont résumées dans le tableau suivant :

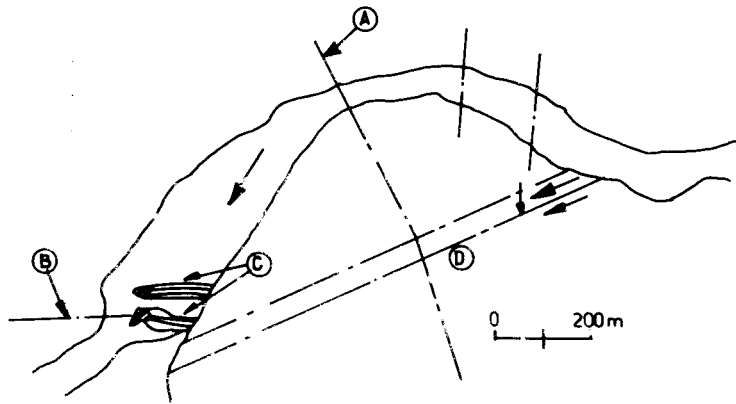


Fig. 6
Keban.
Plan schématique général.
General schematic layout.

- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| A. Axe du barrage. | A. Dam axis. |
| B. Axe de la coupure. | B. River closure axis. |
| C. Digués de précoupure. | C. River closure pre cofferdam. |
| D. Galeries de dérivation. | D. Diversion tunnels. |

longueur de digue (m)	vitesse (m/s)	dénivelée ΔZ (m)	matériau utilisé		remarques
			D(m)	poids	
0	2,5		0,13-0,3	3-30kg	entraînement des matériaux "piétinement" de l'avance début de mise en place des blocs lourds
70		1,60	0,8-1	0,6-1,2t	
78		1,86			
84		2,4			pas d'entraînement - fin de coupure
90	6(?)	2,55	0,8-1	0,6-1,2t	

Nota :

- La digue de coupure a nécessité la mise en place de 0,6 à 1,2 t dès que la dénivelée a atteint et dépassé 1,6 m.

- Le volume total mis en place est de 13 500 m³. de matériaux, 2 300 m³ soit 17 % ont donc été entraînés vers l'aval et ce, essentiellement avant le déversement des blocs lourds.

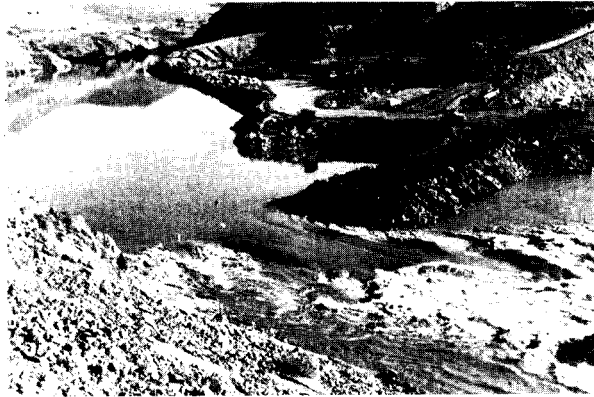


Fig. 7

Keban.

Coupure aval en cours de réalisation.

Downstream cut off with work in progress.

1.3 Le Zambèze - Barrage de Cabora-Bassa (Fig. 8)

Le barrage de Cabora Bassa est constitué d'une voûte de 170 m de hauteur. Sa construction a été réalisée à l'abri de 2 batardeaux d'une hauteur maximale voisine de 50 m mais l'importance des débits prévisibles a conduit à admettre une submersion de ces batardeaux pendant 2 mois de l'année.

La dérivation du débit était assurée par une galerie en charge permettant d'évacuer 2 000 m³/s sous 9 m.

La coupure du fleuve pour la réalisation de l'enceinte batardeée constituait une phase délicate des opérations ; elle a fait l'objet de nombreux essais sur modèle pour répondre aux problèmes suivants :

- 1) nombre de digues à réaliser pour couper le Zambèze à 2 000 m³/s sous une dénivelée de l'ordre de 9 m en fin de coupure, sachant que ces digues devaient constituer une partie des 2 batardeaux définitifs ;
- 2) avancée maximale possible des digues de coupure avant la mise en service de la dérivation sans qu'il en résulte des désordres dans la stabilité des digues réalisées ;
- 3) nature du revêtement des batardeaux submersibles.

1.3.1 Nombre de digues

Il s'est avéré très vite qu'une coupure par une seule digue était difficilement envisageable, soit du fait de la nécessité d'utiliser 50 000 m³ de blocs de 10 à 20 tonnes et plus qui n'étaient pas aisément disponibles dans le cas d'une construction à l'avancement ;

soit du fait de la difficulté de la construction d'un pont ou d'un blondin dans les délais impartis et eu égard aux conditions topographiques locales, pour la réalisation d'une digue par tranches horizontales.

On s'est donc orienté vers l'étude d'une coupure par 2 ou 3 digues construites simultanément à l'avancement ; la coupure par 3 digues, compte tenu des enrochements aisément disponibles (0 - 0,7 m - 0-400 kg), s'est avérée la plus adaptée aux conditions maximales imposées (débit 2000 m³/s, dénivelée 9 m).

L'axe des digues réalisées est représenté sur la figure 8.

Cadence de déversement

La cadence de déversement est de 300 m³/h (600 t/h) en moyenne sur les trois digues ; elle a cependant été ajustée pour chacune d'elle afin de répartir au mieux la dénivelée qui s'établissait en cours de coupure sachant que les volumes à mettre en place étaient :

pour la digue en amont :	95 000 m ³
pour la digue intermédiaire :	202 000 m ³
pour la digue en aval :	82 000 m ³
soit au total :	379 000 m ³

Résultats d'essais

Le tableau ci-dessous donne quelques résultats significatifs observés en cours d'essais :

n° digue réalisée à x %	1	2	3	1	2	3	1	2	3
		84	84	76	92	93	95	99	99
dénivelée m	1,96	1,46	1,38	2,8	1,2	3	2,5	2,95	3,58
dénivelée totale	4,80 m			7 m			8,98 m		
vitesse moyenne m/s	6	5	5	7,1	4,5	7,4	7	7,5	8,1
remarques	léger entraînement sur la digue 1			entraînement sur les digues 1 et 3			entraînement sur les digues 1-2 et 3 - fin de coupure		

Le volume entraîné hors du profil idéal des 3 digues est de l'ordre de 28 000 m³, soit 7,5 % en plus du volume théoriquement nécessaire.

Sur le site, la coupure qui s'est réalisée pour un débit de l'ordre de 1 600 m³/s, au lieu de 2000 m³/s (dénivelée 7 m au lieu de 9 m), a nécessité l'utilisation, au total de 400 000 m³ d'enrochements qui sont à comparer avec les 407 000 m³ déterminés par le modèle.

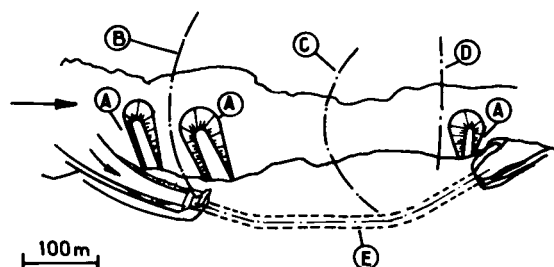


Fig. 8

Cabora-Bassa.

Plan général - General schematic plan.

- | | |
|-------------------------|-------------------------------|
| A. Dignes de coupure. | A. River closure cofferdams. |
| B. Axe batardeau amont. | B. Upstream cofferdam axis. |
| C. Axe du barrage. | C. Dam axis. |
| D. Axe batardeau aval. | D. Downstream cofferdam axis. |
| E. Dérivation. | E. Diversion. |

1.3.2 Avancée maximale des trois digues avant ouverture de la dérivation

Pour un débit n'excédant pas 2 000 m³/s, il est possible de réaliser les 3 digues à 65 % environ de leur volume. Dans ces conditions, la vitesse maximale atteint 5 à 6 m/s, on ne constate aucun entraînement sensible de matériaux vers l'aval ; la dénivelée totale est alors environ 3,5 m.

Pour un débit atteignant 10000 m³/s, maximum possible au cours de la saison des crues, les 3 digues peuvent être réalisées à 30 % de leur volume final ; le débit se répartit alors à la fois par les 3 brèches résiduelles et par dessus les 3 amorces de digues sans entraîner de désordres graves ; l'augmentation de la charge n'excède pas 0,40 m, la vitesse maximale est de 5,2 m/s environ au droit de la tête de chacune des digues.

1.3.3

Les 3 digues de coupure ont constitué le corps du batardeau amont (dignes 1 et 2) et celui du batardeau aval ; le revêtement de ces batardeaux déversants a fait l'objet d'un article présenté sous le titre "Méthodes de dérivation pendant la construction" au 11ème Congrès des Grands Barrages - Madrid 1973 - Q 41 - R 32.

COUPURE PAR DIGUE HORIZONTALE

Rappelons brièvement qu'une coupure de ce type est réalisée par déversement de matériaux sur toute la largeur du lit constituant ainsi une digue dont la crête s'élève progressivement.

Un profil d'équilibre résultant de l'interaction de l'écoulement et du matériau tend à s'établir à chaque étape de la progression du massif de coupure.

Sa géométrie schématisée ci-dessous peut être caractérisée par une hauteur (H), une pente (i) du parement aval, une largeur à la base (L).

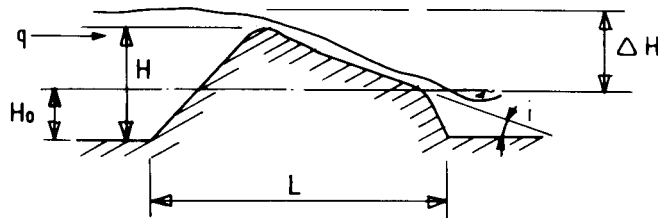


Fig. 9

Plan schématique d'une coupure horizontale.
Schematic plan of a frontal dumping.

Cette géométrie dépend essentiellement de quatre paramètres :

- la profondeur initiale H_0 ,
- le débit unitaire q ,
- la dénivellée ΔH ,
- la dimension moyenne D du matériau utilisé.

La seule coupure importante de ce type réalisée en France fut celle de Génissiat, sur le Rhône.

Elle fut réalisée dans les conditions suivantes :

$$H_0 \simeq 6 \text{ m}$$

$$q \text{ max} = 9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$\Delta H \text{ max} = 3,4 \text{ m}$$

Les essais préalables sur modèle montraient que dans ces conditions H atteignait 10 m et que la pente i du parement déversant s'établissait à 4 % en utilisant des matériaux de 30 à 300 kg ; la largeur du massif L atteignait 100 m.

En fait, lors de la coupure réelle et dans le but de raidir la pente (i), c'est à dire de diminuer la largeur du massif, en plus des enrochements, dont le poids maximal était porté de 300 à 400 kg, des tétraèdes métalliques (poids 130 kg) solidarisés par des câbles furent déversés en moyenne à raison de un tétraèdre par 8 m² de parement ; dans ces conditions la pente i fut de l'ordre de 14 % et la largeur du massif n'excéda pas 75 mètres.

Une discussion de cette coupure est faite au chapitre suivant.

3. ESSAI DE SYNTHESE CONCERNANT LE CHOIX DU TYPE DE COUPURE ET LES CARACTERISTIQUES DU MATERIAU A UTILISER

3.1 Eléments de choix du type de coupure

3.1.1 Dimension du matériau et volume de la digue

La difficulté de réaliser une coupure peut se mesurer par la dénivellée entre l'amont et l'aval de la digue qui s'établit en fin d'opération, dénivellée ΔH qui caractérise la charge nécessaire pour détourner le débit dans les ouvrages de dérivation, canal ou tunnel.

Dans le cas d'une coupure verticale, cette dénivellée s'établit sur une distance très courte, de l'ordre de grandeur de la largeur de la digue et elle détermine la vitesse qui s'établit dans la brèche résiduelle par une relation de la forme :

$$\Delta H = k \frac{V^2}{2g} \quad (k \geq 1)$$

Dans le cas d'une coupure horizontale, la dénivellée ΔH est la somme du terme cinétique $k \frac{V^2}{2g}$ et d'un terme de frottement d'autant plus important que le parement déversant est large :

$$\Delta H = k \frac{V^2}{2g} + F$$

La vitesse dans ce cas, à dénivellée égale, est donc plus faible qu'avec une digue verticale ; sachant que la dimension D de l'enrochement stable augmente évidemment avec la vitesse à laquelle il est soumis, on peut conclure qu'une coupure verticale nécessite, pour une même dénivellée finale, des enrochements plus lourds en fin d'opération qu'une digue horizontale, par contre son volume sera plus faible.

C'est là un premier élément de choix que nous précisons plus loin.

3.1.2 Affouillements

Au fur et à mesure de l'avancement d'une digue verticale, la vitesse augmente et peut entraîner un affouillement local des fonds ou une érosion de la berge, ce qui ne se produit pas, ou moins, pour une digue horizontale.

Pour limiter ces phénomènes, il est évidemment toujours possible de renforcer la berge et de réaliser la coupure sur un fond peu affouillable (barrage de Kéban) ou bien encore d'admettre en fin de coupure un entraînement de matériaux tel que la digue de coupure passe progressivement du type vertical au type horizontal ; c'est bien en fait ce qui s'est passé pour les coupures du Rhône à Charmes et Péage de Roussillon et dans une moindre mesure sur le Zambèze.

Le paramètre affouillement ne paraît donc pas déterminant comme élément de choix mais il faut l'examiner avec soin, au besoin à l'aide d'un modèle réduit.

3.1.3 Installation de chantier

Une coupure par digue horizontale nécessite un ouvrage transversal : pont, blondin, ou bien des barges à clapets, tous éléments qui peuvent ne pas être disponibles ou difficilement envisageables sur le plan économique.

Camions et bulldozers sont les seuls engins nécessaires pour réaliser une digue à l'avancement.

En définitive :

Si l'on exclut la sujétion importante que représente le problème des installations de chantier, l'élément technique le plus significatif pour le choix de l'un ou l'autre des types de coupure semble être a priori la dimension minimale des blocs à utiliser.

3.1.4 Dimension des blocs de coupure

Coupure verticale

La vitesse moyenne en tête de digue est proportionnelle à

$$\sqrt{\Delta H} = \boxed{V \approx \sqrt{\Delta H}} \quad (\text{voir nota ci-après})$$

Une relation du type Izbash qui exprime la stabilité d'un enrochement de dimension D et de densité (s) soumis à une vitesse V est de la forme

$$V \approx \sqrt{(s - 1) D}$$

Il existe donc théoriquement une relation $D = k \cdot \Delta H$ qui permet de déterminer la dimension limite de l'enrochement en fonction de la dénivelée.

Sur la Fig. 10 on a porté dans les axes $D, \Delta H$, les points expérimentaux traduisant les mesures et observations faites in situ ou sur modèle, relatées ou non dans le présent rapport et correspondant à la limite de stabilité des matériaux de coupure. On a porté en particulier les points correspondant à la coupure du Tjitarum en Indonésie pour la réalisation du barrage de Djatiluhur qui s'est effectuée sous une dénivelée maximale de 5 m et qui a nécessité des blocs de 10 à 20 tonnes.

On constate que la stabilité absolue des blocs peut s'exprimer par la relation :

$$D \geq 0,385 \Delta H \quad (I) \quad \text{expression qui englobe bien entendu à la fois la densité du matériau, supposée proche de 2,5 et un coefficient de forme.}$$

Une zone de transition entre la stabilité absolue et la franche mobilité semble pouvoir être définie entre la relation précédente et la relation suivante :

$$D = 0,31 \Delta H \quad (I \text{ bis})$$

Sur la Fig. 11 sont portés les couples de valeurs $V, \Delta H$, mesurés elles aussi in situ ou sur modèle.

La vitesse peut s'exprimer en fonction de la dénivelée par la relation approximative :

$$V = 0,875 \text{ à } 1 \sqrt{2g \cdot \Delta H} \quad (II)$$

Bien entendu cette dernière relation n'a de sens que si la vitesse dans la brèche est très supérieure à la vitesse du courant avant coupure ; les points expérimentaux semblent indiquer que cette condition est respectée si $\Delta H > 0,8$ m.

La combinaison des relations I et II permet de lier la vitesse à la dimension minimale des blocs ; on trouvera, en admettant une densité moyenne $s = 2,5$

$$V = 1,15 \text{ à } 1,32 \sqrt{2g (s - 1) D}$$

à comparer avec la formule classique d'Izbash :

$$V = 1,2 \sqrt{2g (s - 1) D}$$

Le recoupement est donc satisfaisant et prouve que la formule d'Izbash est compatible avec les relations expérimentales I et II.

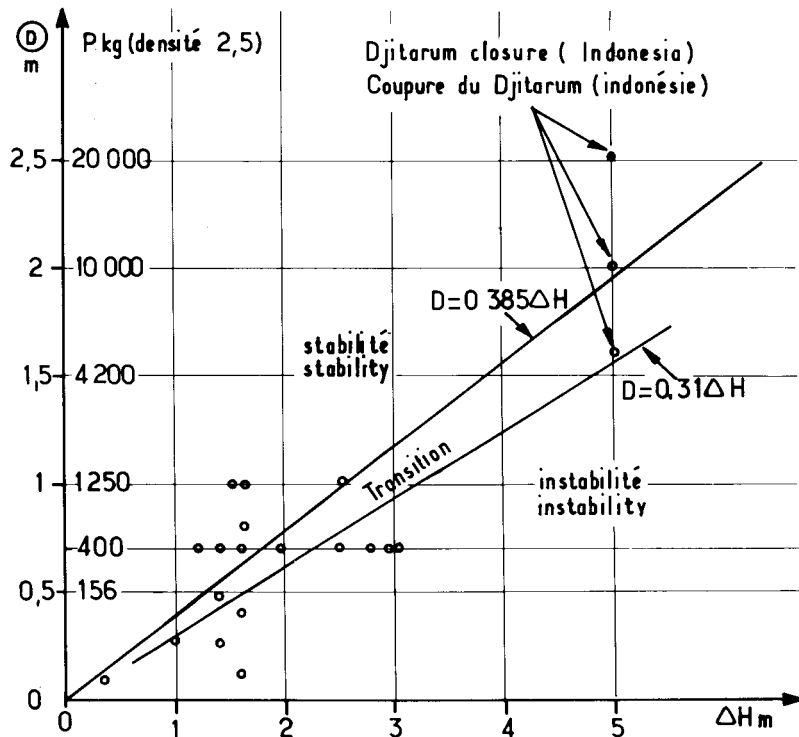


Fig. 10

Nota :

L'hypothèse $V \approx \sqrt{\Delta H}$ est toujours valable ; cependant si ΔH est bien sensiblement égal à la différence de niveau entre l'amont et l'aval de la digue lorsque l'écoulement est du type fluvial, ΔH doit être augmenté de la hauteur du ressaut qui peut apparaître dans le cas d'un écoulement torrentiel dans la zone qui reste à couper. On montre aisément en appelant H_0 la profondeur moyenne en amont de la digue et H_2 la profondeur moyenne en aval que :

- l'écoulement est du type fluvial si $H_0 < \frac{3}{2} H_2$

dans ce cas $H = H_0 - H_2$

- l'écoulement est du type torrentiel si $H_0 > \frac{3}{2} H_2$

dar ; ce cas $H = (H_0 - H_2) + \delta_H$ (hauteur du ressaut)

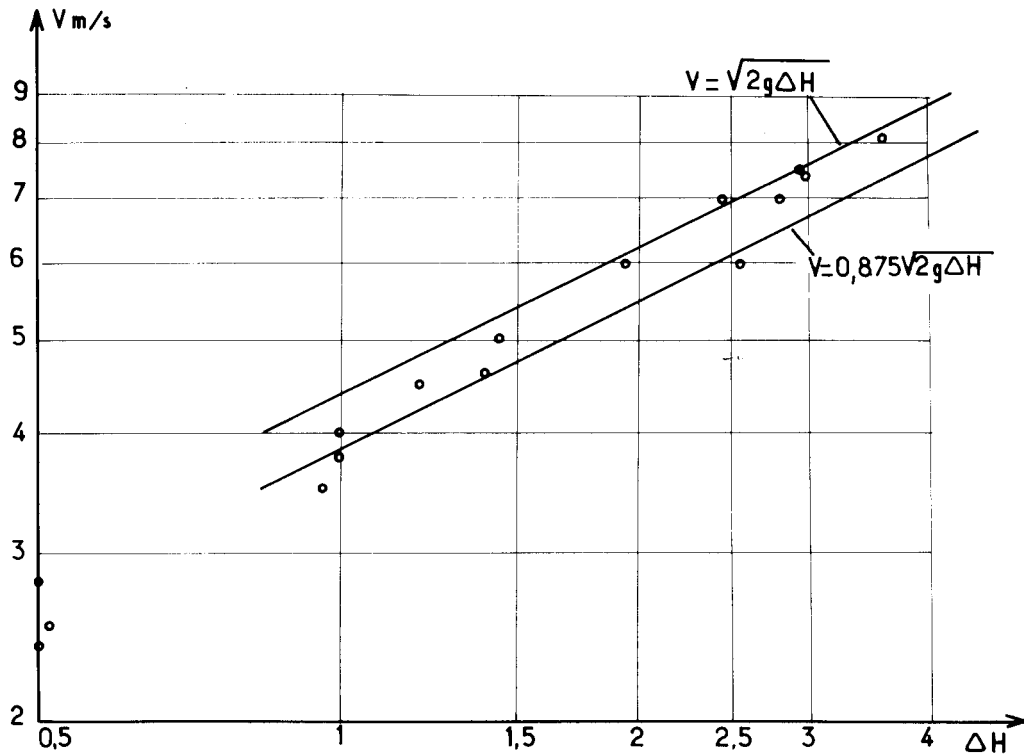


Fig. 11

avec $\delta_H = H_2 \left[1 - \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gH_2^3}} - 1 \right] \right]$ (relation classique)

en appelant q le débit unitaire en m³/s/m.

Exemple

Soit $H_0 = 6$ m $H_2 = 3$ m $q = 10$ m³/s/m.

L'écoulement est du type torrentiel puisque $H_0 > \frac{3}{2} H_2$

On trouvera $\delta_H = 1,49$ m

soit $\Delta H = (6 - 3) + 1,49 = 4,49$ m

La dimension des blocs de coupure est dans ce cas : $D \approx 0,4 \cdot \Delta H = 1,8$ m

soit : P = 7,6 tonnes

3.2 Coupure horizontale - Comparaison avec une coupure verticale

Une coupure par tranches horizontales peut, en principe, s'étudier par voie théorique, ou évidemment par voie expérimentale. Il est difficile dans le cadre du présent rapport de présenter une étude exhaustive de ce type de coupure : nous nous contenterons de comparer la coupure horizontale de Génissiat avec une coupure fictive de type vertical.

L'expérience de Génissiat montre que le massif de coupure avait 10 m de hauteur et que la dénivelée atteignait 3,4 m en fin de coupure pour assurer la dérivation du débit. Le volume unitaire de la digue était d'environ 500 m³/m et l'enrochement constitutif d'un poids maximal de 400 kg.

Dans le cas d'une coupure verticale, on pouvait supposer une section de digue trapézoïdale de 9 mètres en crête, de 10 mètres de hauteur et de 40 mètres à la base, soit un volume unitaire de 245 m³/m.

Dans l'hypothèse où cette digue ait été construite en premier stade par déversement de blocs de 400 kg (D = 0,7 m), elle pouvait être avancée jusqu'à ce que la dénivelée atteigne la valeur donnée par la relation I soit :

$$\Delta H = \frac{0,7}{0,385} = 1,85 \text{ m}$$

Au delà de cette valeur, et en admettant que l'on n'envisage strictement aucun entraînement, la dimension des enrochements devait être augmentée jusqu'à atteindre en fin de coupure la valeur :

$$D = 0,385 \cdot \Delta H \quad \text{soit} \quad \Delta H = 3,4 ; D = 1,3 \text{ m}$$

représentant un poids unitaire de 2 800 kg.

Si on envisageait une coupure verticale, non pas par une seule digue mais par 2 digues simultanées, chacune d'elle en fin de coupure aurait supporté une dénivelée moitié soit $\Delta H = 1,7$ m et, dans ce cas, on vérifie aisément que des blocs de 0,7 m (400 kg) permettraient d'assurer la coupure.

Ainsi, dans le cas de Génissiat, la coupure verticale par 2 digues simultanées aurait été strictement équivalente à la coupure horizontale réalisée : même poids d'enrochement (400 kg) et même volume global : 2 x 245 m³/m pour 500 m³/m ; encore aurait-il fallu cependant tester la distance à respecter entre ces deux digues de coupure.

Peut-être est-ce là un cas particulier mais du moins met-il l'accent sur le fait que la solution "coupure horizontale", généralement envisagée pour de fortes dénivelées, peut être remplacée par la solution 2, 3, n digues de coupures verticales qui lui est équivalente sur le plan technique, bien que l'exemple de la coupure du Tjitarum citée en 3.1.4 montre que la coupure par une seule digue verticale peut s'envisager pour des dénivelées atteignant 5 m.

4. CONCLUSIONS

Sans doute convient-il de peser soigneusement toutes les sujétions posées par l'un ou l'autre des types de coupure mais il apparaît que, dans la plupart des cas, le choix des Entreprises françaises se soit porté vers le type vertical, du fait sans doute de la plus grande simplicité de mise en oeuvre de cette technique.

La synthèse des différentes mesures et observations faites in situ ou en cours d'essais et qui est traduite par les relations I, I bis et II montre qu'il est possible, au stade d'un avant-projet, de définir, soit la dimension maximale des enrochements qui seront nécessaires pour réaliser une coupure verticale, soit de déterminer le nombre de digues de coupure si la dimension maximale de l'enrochement est une donnée ou bien encore d'opter pour une coupure de type horizontal si le nombre de digues verticales est absolument incompatible avec certaines sujétions telles qu'encombrement, nombre d'engins nécessaires, organisation du chantier, etc.

Nous remarquerons que dans la plupart des coupures verticales réalisées, le matériau utilisé en fin d'opération était souvent d'une dimension plus faible que celle nécessaire pour en assurer une stricte stabilité : le dépôt aval qui résulte de cette instabilité et pourvu, bien entendu, que le "débit" de déversement soit supérieur au débit entraîné, a toujours eu des aspects positifs quant au problème d'affouillement local entre tête de digue et berge puisqu'il le supprime en fait.

C'est donc une technique qui peut volontairement être adoptée lorsque l'on craint ce type d'affouillement ; elle est cependant suffisamment délicate pour faire l'objet d'études préalables sur modèles réduits dont les enseignements ont toujours été précieux, dans tous les cas, pour guider et préciser les opérations de chantier.

Enfin, nous noterons qu'il ne nous paraît pas nécessaire de calibrer rigoureusement la dimension ou le poids des enrochements nécessaires pour assurer la coupure ; la "protection" qu'assurent les gros enrochements vis à vis des enrochements plus petits, à laquelle s'ajoutent éventuellement une certaine cohésion des enrochements entre eux, par exemple du fait de la présence d'éléments argileux, et enfin un effet de masse provoqué par le déversement simultané de grandes quantités de matériaux, sont en effet très souvent suffisants pour compenser un calibrage non rigoureux.

RIVER CONTROLE DAMING CONSTRUCTION

Report presented by the USSR National Committee

compiled by Dr. L. P. MIKHAILOV and Dr. I. S. MOISEEV

1. METHODS APPLIED FOR RIVER CLOSURE

During the post-war years the Soviet hydroengineering achieved great success. A great number of large hydroelectric projects have been constructed and are under construction on the abundant flow rivers of the Soviet Union under different hydrological, topographic and engineering and geological conditions. Construction of river project is usually closely connected with the regime of the river flow, with the natural conditions of the construction area. The priority of construction of each hydroelectric project, construction procedure and sequence of work execution depend to a great extent on the conditions of flow diversion in the construction period and on the conditions of river closure, in particular.

When constructing a project on a river, closure of the river channel is the most complicated problem in the general scheme of flow diversion during the construction period. Closure of the river consists in constructing a non-overflow structure in the river channel capable of withstanding the water head and by-passing the river flow to new water conveying facilities.

In the Soviet hydroengineering practice the river channel is usually closed by dumping stones into running water. In our opinion this is the simplest and most practicable method. The stones are dumped into the running water by frontal or end-dumping methods forming a stone range in the stream - a rock fill across the streamflow.

The frontal-dumping method consists in dumping the stones into the running water equally across the whole width of the gap in the river channel. To close the river by this method, a temporary bridge is required at the site of river closure, from which the stones are dumped into the water. In the Soviet Union float-in bridges are usually used for this purpose. Sometimes fixed support-bridges are used.

The end-dumping method consists in advancing the stone embankments progressively out from one or from each bank simultaneously, the stones being dumped by trucks from the ends of the embankments until they close up the channel completely. Construction of a bridge is not required in this case.

In both cases considered, the closure operations are preceded by the progressive contraction of the streamflow to the sizes that meet the specified conditions. These conditions consist in passing the design discharge through a contracted river section at the velocity which does not exceed the critical value in terms of the river bed scouring and provision of adequate navigation conditions in the river channel. The contraction of stream flow is usually attained using the end-dumping method.

Typical examples of the river closure in the USSR							
Hydroelectric project	River	Date of closure	River discharge m ³ /s	Final drop m	River bed soil	Weight of dumped stones at the final stage ton	
1	2	3	4	5	6	7	
		Closure by end-dumping method					
Uch-Kurgan	Naryn	X-1960	220	4.14	rock	6-15	
Krasnoyarsk	Yenisei	III-1963	540	1.50	rock	5	
Vilyui	Vilyui	X-1964	77	5.0	boulders	up to 25	
Kiev	Dnieper	XI-1964	520	0.53	fine sand	5	
Toktogul	Naryn	I-1966	130	7.32	alluvium 14 m below-lime-stones		
Charvak	Chirchik	IX-1966	127	4.28	rock	5-25	
Khantaika	Khantaika	X-1967	515	5.15	rock	5-10	
Ust-Ilim	Angara	VIII-1969	2970	3.80	rock	25 and bundles of stones	
Kapchagai	Ili	IX-1969	465	1.45	alluvium, below-large lumps	15 and bundles of stones	
		Closure by frontal dumping method					
Gorky	Volga	III-1955	1300	0.88	sand	5	
Volga HES named after V.I. Lenin	Volga	X-1955	3800	1.93	sand	10	
Volga HES named after the XXIIInd Congress of the CPSU	Volga	X-1958	4500	2.01	sand	10	
Bratsk	Angara	VI-1959	3200	2.96	rock	25	
Saratov	Volga	XI-1967	4200	0.40	sand	5-10	

In addition to the above mentioned most widely used methods of river closure by dumping stones into the flowing water there are some other methods.

At mountain rivers, under favourable topographic conditions, the blasting method can be used to dump the earth and rock mass into the river channel and close it instantaneously. The blast-dumped earth and rock mass is used to form a temporary cofferdam or dam body in the river channel. The Soulak River at the site of the Chirkei Hydroelectric Station was dammed by this method in November 1967.

On the plain rivers, when a sand dam is to be built in the river channel by the hydraulic filling method and there are favourable conditions for the river flow diversion, at a minimum head in separate cases the river closure can be done by sluicing sand and sand-and-gravel material using the hydraulic filling facilities available at the site. In this case all the material sluiced is effectively utilized for the dam body.

In September 1972, the Dnieper River was dammed at the site of the Kanev Project using this method. The discharge amounted to 670 m³/s with final drop of 0.21 m. This method was also used for closing the main arm of the Volga River at the site of the Astrakhan distributor in November 1973. The discharge through the gap amounted to 2 500 m³/s, the total final drop 0.43 m. The river closure was effected by simultaneous sluicing to parallel fills. The material was filled within the design outlines of the sand channel dam. The total amount of the material carried away by the flow beyond the limits of the design profile made up 28 % (200 000 m³). The work has been done by four dredgers during twelve days. The initial width of the gap was 570 m.

One of the paramount measures preceding the closure operations and having a great effect on successful work execution is careful preparation of flow diversion works with sufficient number of openings. Upstream and downstream cofferdams in front of the openings should be completely demolished and headrace and tailrace of a sufficient section carefully prepared. The level drop created as a result of the river closure depends, to a great extent, on the diversion conditions and discharge capacity of the diversion works. The observations of the river closure process showed that at the majority of projects hydraulic losses in the diversion works resulted in an increased level drop. Moreover, the losses in the headrace and tailrace and at the cofferdams which were not completely demolished several times exceeded the hydraulic losses at the water outlets in concrete structures.

To a certain extent this is due to the fact that there is not enough time for complete demolition of cofferdams and the period between the pit flooding and river closure is usually not enough to fulfil all the work for preparing the diversion structures. As a result, the river closure operations are performed with partially demolished cofferdams and insufficient clear section of diversion canals. Even with easily removable and erodible sandfill cofferdams and diversion works located on sand soil at the Volgograd Project the hydraulic losses at the final closure phase reached 34 % (0.69 m) of the final level drop (2.01 m) and at the Kakhovka Project 60 % (0.49 m) respectively.

At those projects where cofferdams were protected with stone or made of rockfill, which could not be removed from under water, the losses were even higher : at the Kuibyshev Project - 92 % (1.73 m), at the Gorki Project - 85 % (0.78 m), at the Ust-Ilim Project - 83 % (3.18 m), at the Bratsk Project - 80 % (2.36 m).

The above figures illustrate the importance of proper preparation of diversion works for successful river channel closure. With a view of determining the hydraulic losses more accurately throughout the diversion works the closure procedure for large river is simulated in hydraulic laboratories.

2. RELATIONSHIP BETWEEN RIVER CLOSURE SCHEME AND GENERAL LAYOUT OF PROJECT

The river closure scheme depends to a great extent on the adopted layout of the main structures which in its turn depends on the type of river and natural conditions.

On the plain rivers of the European part of the Soviet Union (the Volga, Don, Dnieper, Dniester, Kama and others), with well developed flood-plains a flood-plain layout is usually used with all concrete structures located within the flood-plain area outside the main river channel. A sand hydraulic-filled dam is constructed in the main river channel. With such a layout the river damming operations are carried out simultaneously over the whole width of the main channel and are scheduled for the final stage of construction when the spillway structures located on the flood-plain with openings provided to permit the diversion of the river flow are topped out. Because of sand deposits occurring nearly everywhere in the river bed, the final phase of river closure is used to be effected by dumping stones into the running water from floating bridges.

On the Siberian rivers (the Angara, Yenisei, Zeya, Irtysh and others) with no flood plain developed and flowing in relatively narrow canyons the main structures are used to be located in the river channel. The entire river channel is occupied with concrete structures : spillway dam, power house and sometimes non-overflow dam portions. Under such a layout the structures are constructed by stages, i.e. they are built in the river channel sequentially without diversion of the river flow to an artificial channel. With this layout the river should be closed in two stages. At the first stage at the beginning of the construction a half of the river channel is to be closed for excavation of the first-stage pit and construction of a part of concrete structures with temporary openings. The river flow and ships (in case of a navigable river) are passed through an undammed portion of the river contracted by the first-stage cofferdams. Since with such a closure scheme the river flow diversion is confined to the undammed portion of the river, the closure operations are performed in the free channel by the end-dumping method tipping stones into the running water. In some cases the closure operations are scheduled for winter period when the river is covered with ice ; using a hard ice cover for ice roads the river closure can be effected by frontal-dumping method with the stones being tipped from trucks into the river through the holes provided in the ice cover.

After the first stage water outlets are completed in the concrete structures partially constructed, the cofferdams are to be demolished and a part of the river flow is passed through the concrete structures, and the work is

started for damming the remaining portion of the river channel. Since the beds of the Siberian rivers are composed of rock, the end-dumping method is used for river closure with the stones dumped into the running water. Navigation through the site of the structures is stopped for this period.

On the mountain rivers of the Caucasus and Central Asia the project sites are used to be located in the most narrow gorges where the structures cannot be erected by sections. The river flow for the construction period is diverted through new diversion works, usually through a tunnel or an open channel. The river closure is effected over the whole width of the river with the river flow diverted to the new channel. The end-dumping or blasting methods are applied for closure of such rivers.

The calendar period for river closure is determined by the general layout of the project, river flow diversion scheme, readiness of the main and diversion structures. With a view of facilitating the river closure conditions, the enclosure operations are scheduled for the low water periods. On navigable rivers it is necessary to take into account the navigation needs. Therefore, the final closure phase has to be scheduled to the end of navigation period. Bearing this in mind, the final closure phase on the Volga projects was scheduled for last days of October - the beginning of November, thus cutting short the navigation period by 10-12 days. On innavigable rivers the closure operations are carried on during summer and autumn low water periods. In separate cases the winter period was used for this purpose as well (the Krasnoyarsk Project). The closure operations can be performed in winter at those projects where the river closure phase is not immediately followed by the earthfill dam construction. This fact should be borne in mind when scheduling the work at the projects with flood-plain arrangement of structures. Here, a hydraulic-filled earth dam should be constructed immediately after the river closure. The main structures including the channel earthfill dam should be ready by the spring for further filling of the reservoir and dealing with the impending flood. The work schedule is extremely tight in this case because the earthfill dam has to be constructed in winter period. The Volga River at the site of the Chebokssary Project and the Kama River at the site of the Lower Kama Project have been dammed by such a schedule not long ago.

3. DESIGN CONDITIONS

In practice of the "Hydroproject" Institute, the river closure scheme is developed with regard to the design flow of 10 % probability. One month, for which the final closure phase is scheduled, is adopted as the design period. When preparing the final design the river flow is corrected basing on the field observations and short-term forecasts. In case there is a large reservoir upstream of the river closure site, the design discharge is corrected by the flow discharged from the upstream hydrodevelopment. Sometimes the draw-down of the reservoirs located upstream the river is coordinated to provide an additional capacity to accumulate a part of the flood discharge (if any) in this period and to decrease the design discharge at the river closure phase.

The flow percolating through the rockfill and the flow accumulated in a newly created reservoir are usually not taken into account when developing the river closure scheme which contributed to the safety margin. The discharge capacity of the flow diversion works has to be calculated not only for the river closure period but also with regard to passing the future river flows and flood flows. The peculiarity of such calculations is that

for the river closure period they have to be made for relatively small low water discharges but these discharges are to be passed at relatively small level drops limited by the river closure conditions and the size of stone adopted for the final closure phase. With small permissible drops at the diversion works the main hydraulic losses (as it was said above) occur at partially demolished cofferdams and headrace and tailrace canals. This fact requires special attention and makes one to increase two or three times the discharge capacity of the openings in the concrete structures. All these considerations are not valid for the design of water outlets when the total river flow is supposed to be diverted through artificial channel - a tunnel. In this case there are no long headrace and tailrace, no long and high cofferdams and hydraulic losses include the losses at the inlet and outlet from the tunnel and losses lengthwise the tunnel. That is why the said safety margin is not required in such cases.

When designing the flow diversion works for passing flood discharges the calculation conditions differ to a great extent. The maximum design discharge is taken for calculations dictated by design flood discharge of 1 % probability which is usually many times higher than the design discharge of the river closure period. But in this case the effect of losses at cofferdams, headrace and tailrace is reduced to a minimum due to the rise of water level and increase of the clear section of the canals. The design water level drop increases considerably as well. It is regulated by the height of the dam filled in the river channel with the flood-plain arrangement of structures and by the height of the second-stage cofferdams with the main structures located in the river channel. In case with high second-stage cofferdams, it seems reasonable to take into account the decrease of the design discharge due to storage capacity of the created reservoir. The water outlets capable of passing the river flow of the river closure phase usually can pass the first flood discharge of the construction period.

4. EVALUATION OF DIFFICULTIES OF RIVER CLOSURE

In the course of closing the river channel the level drop Z gradually increases and the discharge Q decreases due to river flow diversion. The increase of the drop causes the rise of the mean flow velocity in the gap which reaches its maximum value at the critical depth when the flow in the gap changes from the submerged to the non-submerged condition. There are formulae which show the relation of the size of dumped rock versus the water velocity in the gap; however, the subsequent observations have proved that the above relation can be used only for small water discharges in the gap.

A more correct criterion in estimating difficulties of the river channel closure to determine the size of material to be dumped is the maximum value of the specific flow power developing at closing the river channel and depending not only on the flow velocity, but also on the river water discharge in the gap and levels drop across the fill.

The specific flow power (t.m/s) - the product of specific river discharge by weight (t/s) and level drop (m) - is taken lately as the generalizing index of the closure difficulties :

$$N_1 = \gamma q^2 Z$$

The specific flow power as contrasted to the full flow power depends upon the method of the river channel closure. Under equal hydraulic conditions, the specific flow power will be significantly greater with end-dumping than with frontal dumping.

This is explained by the different pattern of the specific river discharge variation of the frontal dumping and end-dumping, provided the final drop values are relatively equal. The specific discharge in case of frontal dumping decreases proportionally with the decline of the total water discharge in the gap and decrease of the depth of the water flow over the embankment filled in the water. When closing the river by the end-dumping method the flow depth does not practically change up to the final closure phase, when the embankment arms start closing up.

At the same time, the width of the river channel in this case continuously narrows down, while during the frontal dumping it remains practically unchanged. Since the specific water discharge in the gap is the quotient of division of the river discharge in the gap by the gap width, then in case of frontal dumping the specific discharge decreases at the cost of decreasing of the total water discharge in the gap ; in case of end-dumping it is not observed, because at the cost of narrowing the gap width, even if the total river discharge in the gap drops down, the specific water discharge does not practically fall down up to the final closure phase. Owing to the mentioned circumstances, the maximum specific power during the frontal dumping develops in the middle of the process when the nappe flowing over the embankment changes from the submerged to the free weir condition, i.e. when there is a critical depth over the embankment.

The observations have demonstrated that the drop across the embankment, when the flow passes from the submerged weir to the free weir condition, makes up 0.42 to 0.57 of the final drop value.

$$Z_{\text{critical}} = (0.42 + 0.57) Z_{\text{final}}$$

Hence, the most difficult moment during the frontal dumping comes long before the onset of the final drop at a smaller water depth and lower flow velocity, which is a considerable advantage of frontal dumping.

The power characteristics of the frontal dumping are shown in Fig. 1.

At the end-dumping such a moment comes at the very end of the closure, when the trapezoidal gross section of the gap changes to the triangle one i.e. when the filled embankment arms close up. The drop value at this period reaches 0.90 of the final drop value at relatively large specific discharge, at a greater depth and higher maximum velocity.

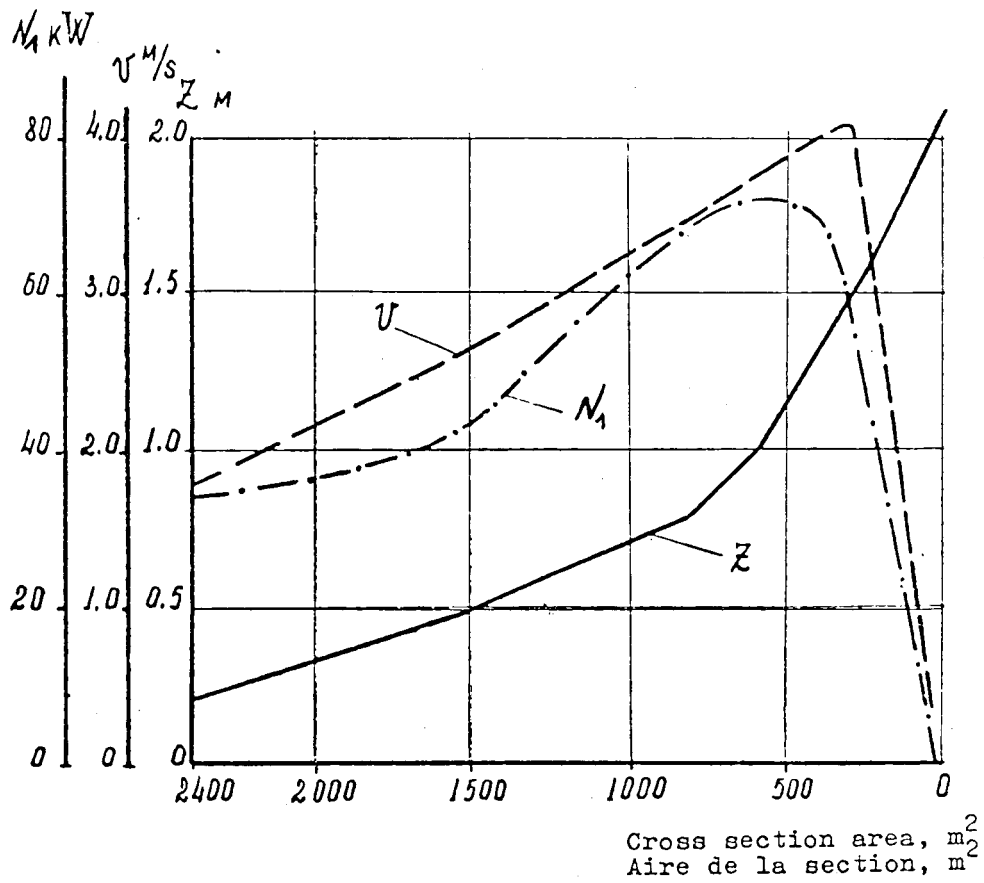


Fig. 1
 Caractéristiques d'une coupe horizontale.
 Power characteristic of frontal dumping.

Owing to the above the difficulties of end-dumping at equal total river discharge and equal final level drop are always much greater than with frontal dumping and for the final phase of end-dumping it is necessary to use coarser material. The flow power characteristics of end-dumping are given in Fig. 2.

In view of a sharp increment of the specific flow power the application of the end-dumping method is limited by the size of the material to be dumped at the final closure phase. The 27 ton dump trucks used lately for dumping operations, with the mass of the oversize stones up to 27 tons and rock foundation, limited the application of the end-dumping method by the design specific flow power to 800 KW.

Binding together of several oversize stones in order to have a greater mass of dumped stones makes it possible to manage the river closure even at a greater specific river flow power though it takes much more time ; since the latter is undesirable, such an enlargement of stones is recommended only in exceptional cases.

So, at the design specific flow over the given value the advantages of frontal dumping should be used at the final closure phase and the combined end-dumping - frontal dumping method is recommended. In such a case the calculations determine the river stretch where it is possible to dump the material of size to 27 tons at the preassigned conditions and using the end-dump method, while the remaining river channel stretch will be closed by frontal dumping. The studies and calculations have proved that when end-dumping is substituted by frontal dumping at the same water depth at the mentioned gap sections, the specific flow power stops rising and the stone size chosen for the final end-dumped portion is suitable for closing the remaining river channel section by the frontal dumping method. The flow power characteristics of the combined end-dumping frontal dumping method are given in Fig. 3.

Such a case was considered for closing the Angara River at the site of the Bratsk hydroelectric station. In the interests of construction work the river was to be closed in spring 1959 before the flood, when the design discharge of 10 per cent probability of exceedence was expected to be over 6 000 m³/s with a drop to exceed 4.0m. It was decided to use the combined end-frontal dumping method for the river closure. For this purpose the 100 m river channel portion to be closed by frontal dumping was spanned by a bridge on tubular supports well embedded in rock. From this bridge the Angaga River was closed even at smaller discharges (3 200 m³/s) and total drop 2.96 m. The similar bridge and combined end-frontal dumping was used in August 1969 by the Rumanian and Yugoslavian specialists for closing the Danube River at the site of the Iron Gate (Jerdap) hydroelectric project.

In both cases the application of the combined frontal-end dumping method was dictated by limitations on the use of the oversize stone of 27 ton mass which stemmed from the load capacity of drum trucks employed at that time.

The analysis of the results of a number of closures of large rivers using both the frontal dumping and end dumping methods can give quite reliable data of the size of stone for dumping depending upon the expected design value of the specific water flow power.

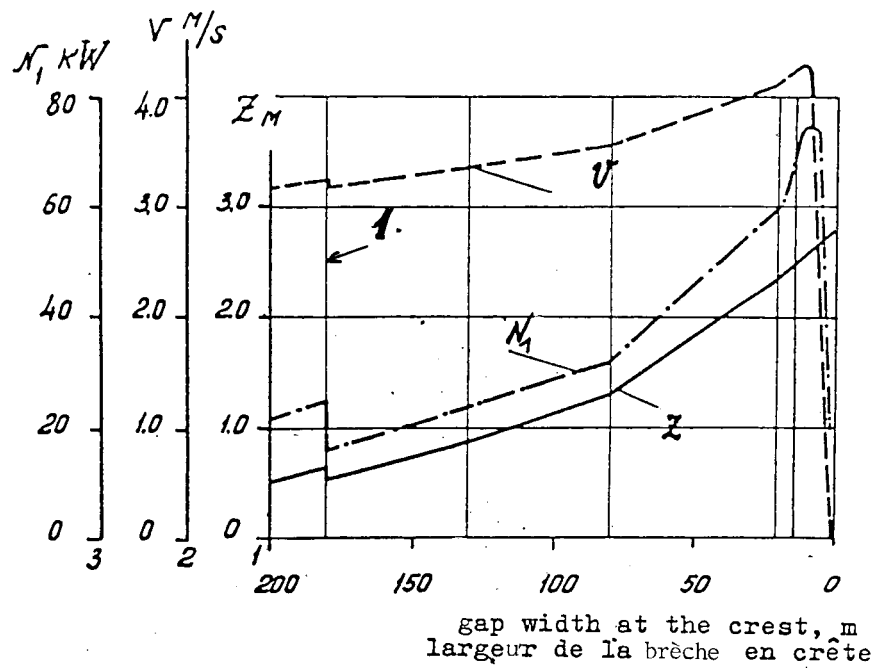


Fig. 2

Caractéristiques d'une coupure à l'avancement (coupure verticale).
Power characteristic of end-dumping.

1. Dérivation d'une partie du débit de la rivière
à travers les ouvrages en béton

1. Diversion of a part of the river flow through
the concrete structures

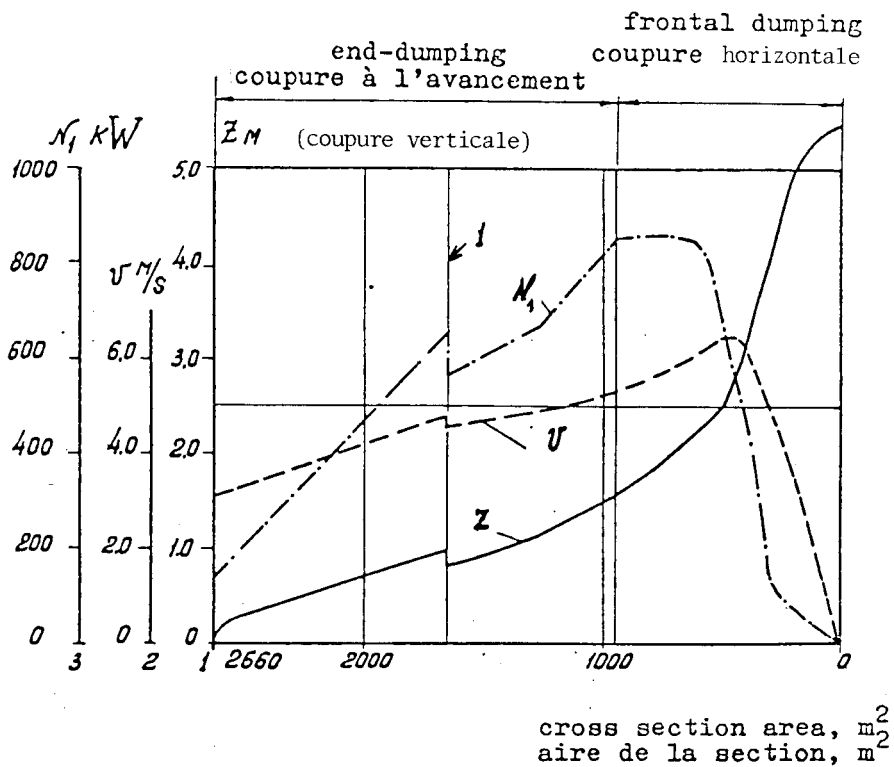


Fig. 3

Caractéristiques d'une coupure à l'avancement (coupure verticale) combinée à une coupure horizontale.

Power characteristic of the end-and frontal dumping.

- | | |
|--|---|
| 1. Dérivation d'une partie du débit de la rivière
à travers les ouvrages en béton | 1. Diversion of a part of the river flow through
the concrete structures |
|--|---|

Consideration should be also taken of the fact that the river is closed by a compact profile embankment with 1:2 downstream slope and 1:1 upstream slope with 10 per cent of stone permissible to be carried away by the flow outside the design profile.

The formula that complies with the above relation has a simple empirical form :

$$P = \sqrt{N_1}$$

where N_1 = specific flow power, kW

P = mass of the element (ton) at specific density 2.6 - 2.8 t/m³.

The use of the mentioned formula makes it possible to determine the stone size at different closure phases and maximum stone size at the final phase.

5. CHOICE OF METHOD OF RIVER CHANNEL CLOSURE

When choosing the method of river channel closure the end-dumping method is preferred from the economical considerations. The end-dumping method is recommended in all cases if the river channel is formed by non-erodible rock or hardly erodible soil. If there occur sand and easily erodible soils, end-dumping is recommended at the river discharges up to 1 500 m³/s and the final drop across the embankment - up to 0.50 m. If the frontal dumping method is used to close the rivers with erodible bed, then rock muck is dumped into the gap to protect the river bed here. At the final closure phase large over-size stones or specially prefabricated concrete cubes and tetrahedrons are dumped.

At the final drop of up to 1 m and design river discharge of up to 1 500 m³/s during the final closure phase, oversize stones of 5 ton mass are dumped, which ensure the stability at the maximum specific flow power of 30 kW ; at the design discharge of up to 4 500 m³/s and drop of 2.2 m oversize stones of up to 10 ton mass are used, which ensure the stability at the specific flow power of 100 kW.

At the sites of the Kuibyshev and Volgograd hydroelectric projects the Volga River was closed by frontal dumping from the float-in bridge across the gap.

The river discharges were 3 800 m³/s and 4 500 m³/s, final drop 1.93 m and 2.01 m and specific flow power 80 kW and 100 kW. At the final closure phase concrete tetrahedrons of 10 ton mass were dumped.

In case of end-dumping for closing the erodible river channel the gap bottom is first protected by a layer of rock muck and oversize stones of the same mass, what is to be used for closing the river channel during the final closure phase.

In case of end-dumping for closing the nonerodible river channel, the gap bottom is not protected. At the design river discharge up to 4 500m³/s and final drop of up to 4 m at the final closure phase oversize stones of at least 25 ton mass or bundles of several stones of the total mass over 25 ton were used. The largest river channel closure operation by the end-dump method was at the site of the Ust-Ilim Hydroelectric Station on the Angora River.

The actual river discharge was 3 000 m³/s, the final drop 3.80 m and the maximum specific flow power 900 kW.

At the final closure phase bundles of oversize stones of 30 ton total mass were used.

No river closure with parameters greater than those mentioned above during the Angara and Volga Rivers closure are expected in the USSR in the near future. The availability of dump trucks greater carrying capacity (40 tons and 75 tons) will enable the closure of the rivers by dumping oversize stones up to 75 tons in mass and allow for the end-dumping method on the rivers with rock bed even at much greater design specific flow power.

6. USE OF CONCRETE STRUCTURES FOR RIVER FLOW DIVERSION

To pass the river flow through the concrete structures the service water outlets are to be used first of all and, if there are no such outlets then special temporary outlets shall be provided.

In case of a spillway dam, a part of spillway bays blocked out or provided with temporary spillway openings will be used. With the location of hydraulic structures on flood plain the power houses integrated with spillways are widely used which makes it possible to shorten the length of the spillway dams and allow for utilizing the bottom outlets to pass the river flow during the closure of the river, to pass the flood flow during the construction period and then pass the river flow after the structures are put into operation. If there are no water outlets or their number is insufficient some special methods are developed for blocking out the power house sections in order to increase their discharge capacity during the construction period. In this case in the blocked-out sections of the power house only piers with slots on the downstream and upstream sides are built with a minimum percentage of concrete structures built inside the sections which are required to ensure the total stability of the piers. The blocked-out sections are completed during the low-flow period under protection of the gates to be installed between the piers on the downstream and upstream sides.

At the low-head hydroelectric stations equipped with horizontal-shaft turbines, like the Kiev hydro station on the Dnieper River, the river flow was passed during closure operations through the turbine blocks with the bulbs being installed in place without runner blades or through the skeleton blocks.

However, some difficulties were encountered in handling the river flow after the river channel closure in case of building high dams. It came from the necessity to regulate the reservoir filling in the course of building the dam and the quest for putting the hydro station into service at low water elevations in the partially filled reservoir. When building high concrete dams with proposed river flow diversion through a temporary diversion tunnel to be closed afterwards, it is necessary to provide special outlets in the dam at low elevations close to that of the diversion tunnel. After the diversion tunnel is plugged, the river flow is passed through the bottom outlets of the dam. On account of large construction-period discharges and impossibility to close large outlets with the reservoir filled, a second tier of outlets should be provided and in some cases even the third one. On the concrete dam 270 m high being constructed in the Inguri River three

tiers of water outlets are proposed to be built which is dictated by the fact that there are no large-span gates that could work safely at a head over 100 m. The same is true when building high rock-earth dams; that is why the single tier diversion tunnel does not suffice and several tiers of diversion outlets are to be provided. The Nurek dam 300 m high, which is being erected on the Vakhsh River, is provided with three tiers of diversion tunnels. At present in the USSR the work is underway on large gates of 84 m² cross section which are designed to pass the flow and to close at heads up to 170 m. Such gates are proposed to be installed on the Ragoun dam, 340 m high, to be built on the Vakhsh River, and thanks to this the number of tiers of diversion tunnels will be reduced to two.

A wealth of experience in the river closure, gained in the "HYDROPROJECT" Institute, indicates that the closure of even the greatest rivers is quite a soluble engineering problem but it requires some prudence, considerable amount of preparatory work and construction of reliable diversion works.

BARRAGE DE DJERDAP
EXÉCUTION DES TRAVAUX DE COUPURE
ET DE DÉRIVATION DU DANUBE

Rapport présenté par le Comité National Yougoslave

Préparé par Mme Ksenija NEIMAREVIC, Ingénieur civil

Dans la période de 1962 à 1965, simultanément avec l'élaboration du projet de l'aménagement de Djerdap (Fig.1), on a élaboré - à un degré de précision correspondant au projet principal - le projet d'organisation de la construction.

A partir du plan général de construction, approuvé par les gouvernements de la RSFY (Yougoslavie) et de la RSR (Roumanie), on a déterminé les délais d'achèvement des phases de construction satisfaisant le programme de mise en service de l'Aménagement de Djerdap dans sa totalité.

Les travaux des deux rives ont été synchronisés, chacune des parties respectant de façon stricte des délais communs fixés par les programmes annuels de construction.

L'organisation de l'exécution des travaux a été dictée par les conditions suivantes : pendant tout le temps de la construction, la navigation devait se poursuivre sans obstacles; il fallait également assurer le passage des eaux et des glaces dans toutes les phases de construction.

La disposition de l'ouvrage a permis l'organisation de deux chantiers identiques, un de chaque côté du fleuve.

Par le projet d'organisation de la construction, on a défini un cadre d'exécution des travaux pour chaque partie: dimensions et dispositions des ateliers de chantier et technologie optimale pour les travaux de génie civil et de montage, y compris l'équipement nécessaire à leur réalisation.

On a également élaboré un projet commun pour la dérivation du fleuve et la façon d'assurer la navigation en cours de construction. Ce projet a conduit à la détermination des phases de dérivation du fleuve et la manière d'évacuer les eaux.

Conformément aux conclusions de la Convention passée entre les deux pays, pour l'organisation du chantier et l'exécution des travaux, chaque partie a élaboré le détail de ses propres projets d'exécution et réalisé ses travaux selon ses propres conceptions, toutefois sur la base des solutions générales du projet établi en commun.

Les projets d'exécution pour la dérivation du fleuve et l'exécution même des travaux ont été réalisés par les deux Maîtres d'Oeuvre suivant leurs propres solutions techniques, exception faite de la dernière phase de dérivation du fleuve avec coupure définitive du Danube et construction du batardeau au milieu du lit du fleuve, réalisé en commun par les constructeurs yougoslaves et roumains.

Dérivation du fleuve

Les travaux de dérivation du fleuve ont été réalisés en deux phases :

La première phase (Fig.2) a permis la construction d'un batardeau sous la protection duquel, dans les fouilles mises à sec, ont été exécutés :

- sur la rive droite : barrage en terre, écluse à deux niveaux avec ports, usine, trois pertuis du barrage-déversoir et régularisation du lit du Danube à l'aval du barrage; le batardeau avait sa première phase sous a, b, c, d et e.

- sur la rive gauche : barrage en terre, écluse avec ports et usine; le batardeau du côté roumain avait sa première phase sous a et b.

En vue de la réalisation du batardeau, on a étudié les possibilités d'une exécution sûre et rapide dans les conditions propres à ce secteur du Danube: débits importants, vitesses et profondeurs, variations importantes du niveau, fond rocheux et maintien permanent de la navigation. Sur cette base, on a adopté deux types de batardeaux:

- remblai en matériaux graveleux et pierreux avec écran étanche central constitué de palplanches métalliques ou de voiles minces en béton;

- cellules métalliques remplies de gravier et de sable. Sur la rive droite, le batardeau de première phase (un epi en enrochement étant exécuté préalablement) a été réalisé par parties de :

- . remblai graveleux avec écran en acier
- . béton armé sous formes de caissons
- . remblai graveleux avec écran en béton
- . matériaux graveleux-pierreux avec noyau en argile

La partie du batardeau avec écran en béton a été exécutée à l'aide de la machine TITANIA. Le corps du batardeau a été formé par le déchargement des matériaux du front jusqu'à la cote prévue; ensuite, on a fait l'écran en béton de la manière suivante : la tour mobile pourvue d'une benne preneuse large de 50cm, longue de 2m, en position ouverte, procédait à l'excavation d'une tranchée large de 50cm, jusqu'à 15m de profondeur. Afin d'assurer la stabilité de la tranchée, on la maintenait remplie en permanence d'une suspension argileuse qui tenait lieu de soutènement.

Les excavations une fois faites, on a procédé au bétonnage sous l'eau. La longueur de certains panneaux de bétonnage était de 7m, et on les a exécutés par panneaux alternés.

Sur le batardeau de première phase, on a exécuté de la façon suivante deux cellules d'essai: un remblai de gravier a été réalisé émergeant de l'eau; de là; on a formé des cellules par enfoncement de palplanches jusqu'au rocher.

partie intérieure des cellules formés de cadres en forme d'étoile et posés sur six piles métalliques, on a assuré le maintien des palplanches en position normale, au cours de leur mise en place.

Pour la partie du batardeau constitué de gravier naturel et d'enrochement, avec écran en palplanches, le remblayage a été effectué entièrement selon la méthode frontale à partir de la rive. Les palplanches ont été mises en place par vibration et battage jusqu'au refus, utilisant les grues sur chenilles à flèche de 28m.

L'exécution des batardeaux a été de bonne qualité, comme en témoigne le faible débit d'infiltration. Par rapport aux débits prévus de 5l/s par mètre de batardeau, déterminé par calcul et par comparaison avec des travaux similaires à l'étranger, les infiltrations réelles tant sur la rive gauche que sur la rive droite se sont situées au-dessous de 0,11/s/m.

Durant l'exploitation du batardeau de première phase les débits maximum enregistrés dans le Danube ont atteint 13 000m³/s.

La longueur totale des batardeaux de première phase sur la rive droite était de 5123m, et sur la gauche, de 2183m. Les batardeaux une fois terminés, on a procédé au pompage de l'eau et commencé les travaux dans les fouilles mises à sec. Pendant cette phase, la navigation et l'évacuation des eaux et glaces se faisaient à travers le lit naturel du Danube rétréci à 276m de largeur, c'est-à-dire la section restée libre entre les batardeaux de première phase. Au débit maximum de 13 000m³/s, la navigation a été assurée par l'appoint d'engins de traction supplémentaire. Les quatre remorqueurs de 1800-2200CV permettaient le passage des convois montant même ces débits. Aux débits de moins de 7000m³/s les convois passaient normalement, sans traction supplémentaire.

La seconde phase de dérivation du fleuve (Fig.3) a comporté la construction du batardeau au milieu du lit du fleuve, sous la protection duquel on a réalisé, dans des fouilles à sec, 11 pertuis du barrage-réservoir.

L'évacuation des eaux s'est faite alors à travers les ouvrages exécutés en première phase, notamment :

.à travers trois pertuis du barrage-déversoir, avec des seuils partiellement bétonnés sur deux pertuis jusqu'à la cote 38,00 et sur le troisième jusqu'à la cote 34,00

.à travers les ouvertures des cinquième et sixième turbines dans la troisième section de l'usine, sur la rive droite alors non achevée

.à travers trois vidanges de fond sur la rive droite et trois sur la rive gauche, exécutées au-dessous des blocs de montage des usines.

La navigation s'est faite à travers l'écluse de la rive gauche, partiellement bétonnée, jusqu'à la cote 36,77.

Les deux cellules ont été creusées à la machine TITANIA. Après l'excavation, on a bétonné les guides où les palplanches étaient montées et enfoncées jusqu'à la roche; puis les cellules ont été remplies avec du gravier.

Une solution particulièrement intéressante du point de vue de la conception et de l'exécution, est le batardeau de la rive gauche, constitué en partie de cellules métalliques remplies de gravier, et de remblai en gravier et enrochement avec écran central en palplanches ou en argile. Des cellules métalliques ont été utilisées aussi pour les batardeaux longitudinaux, soumis à l'effet des grandes vitesses d'eau. Les cellules avaient un diamètre de 18m, laissant entre elles des intervalles de 4m fermés par des liaisons circulaires ayant 3,70m de rayon et un angle au centre de 137 degrés. Ce batardeau est entièrement fondé sur des gneiss.

Les parois des cellules sont en palplanches type SP-1-YRSS et senell-France; la traction admise aux serrures était de 250t/m et de 400t/m. Pour assurer la stabilité des cellules, on a pris des mesures très énergiques en vue de maintenir le niveau minimum dans la cellule par étanchement de l'amont et drainage aval. La réalisation pratique de ces mesures a consisté en enlèvement des alluvions et des blocs trouvés au-dessus de la roche de fondation, et ce par l'enfoncement des palplanches jusqu'au refus ainsi que par l'étanchement interne de la cellule au contact palplanches-rocher, par la mise en place de sacs d'argile et de filtres. Des plongeurs contrôlaient constamment toutes ces opérations.

Le remplissage des cellules a été effectué par du gravier de granulométrie de 0-120mm, mis en place par le matériel destiné aux travaux sous l'eau; de cette façon, on avait un matériau drainant uniforme, avec un poids volumique de 2,0t/m³ et un angle de frottement interne de 30 degrés, ce qui était indispensable pour la stabilité des cellules. Du côté du batardeau, à la base des cellules, on a aménagé des ouvertures à filtres inversés, équipés de vannes pour la maîtrise de la courbe de dépression dans la cellule. Les niveaux d'eau dans les cellules ont tous montré l'efficacité des mesures prises.

Les cellules ont été exécutées par l'intermédiaire de deux plateformes auto-élevatrices flottantes en forme de U, aux dimensions extérieures de 34 x 46m, lesquelles créent une zone d'eau calme dans l'espace de travail en même temps qu'une base de travail stable, exhaussée au-dessus de l'eau et libérée de la sorte, pendant l'exécution, des influences de facteurs hydrologiques: débits, vitesses, glace, vagues suscitées par la navigation et variation du niveau d'eau. La tranquillisation de l'eau a été réalisée par une protection constituée de doubles palplanches type LARSEN, posée sur la partie intérieure de la plateforme jusqu'à la surface du rocher.

La vitesse de l'eau derrière cette protection a été réduite de 3-4m/s à 1m/s. Sur la plateforme était posée une grue Menck à flèche de 28m, avec laquelle on a réalisé toutes les opérations d'exécution des cellules. A l'aide des guides de montage dans la

En vue de la réalisation du batardeau de deuxième phase, il fallait couper le lit du Danube large de 276m, et dériver ses eaux à travers les passes prévues. La coupure du lit du Danube représentait une entreprise difficile dépassant considérablement, par ses paramètres hydrauliques, les travaux similaires dans le monde. La coupure a été réalisée à l'aide de blocs en béton de 25t, combinant la méthode frontale et la coupure horizontale. Le remblai de coupure a été d'abord exécuté par la méthode frontale sur une longueur de 180m en partant de la rive droite, et pour les derniers 100m on a pratiqué le remblayage horizontal à partir d'un pont large de 20m construit préalablement.

Tenant compte de l'importance du programme prévu pour la coupure du Danube, on a pris toutes les mesures assurant le succès des travaux même en cas de débits élevés. Sur la base d'analyses hydrologiques on a constaté que la période la plus favorable pour la coupure était aux mois d'août et de septembre, par suite de l'étiage.

La coupure du Danube a commencé au débit de 6 700m³/s et a été réalisée en 12 jours. Le débit dans l'étape finale de la coupure était de 3 300m³/s, et la charge dans la partie rétrécie du lit était de 3,70m, alors que la vitesse de l'eau s'élevait à 7m/s et la puissance spécifique de la chute à 45t/s/m.

La banquette de coupure a servi de pied aval pour le batardeau amont exécuté en gravier, surélevé plus tard et rendu étanche par des palplanches métalliques. Le batardeau aval était un remblai en gravier avec écran en palplanches.

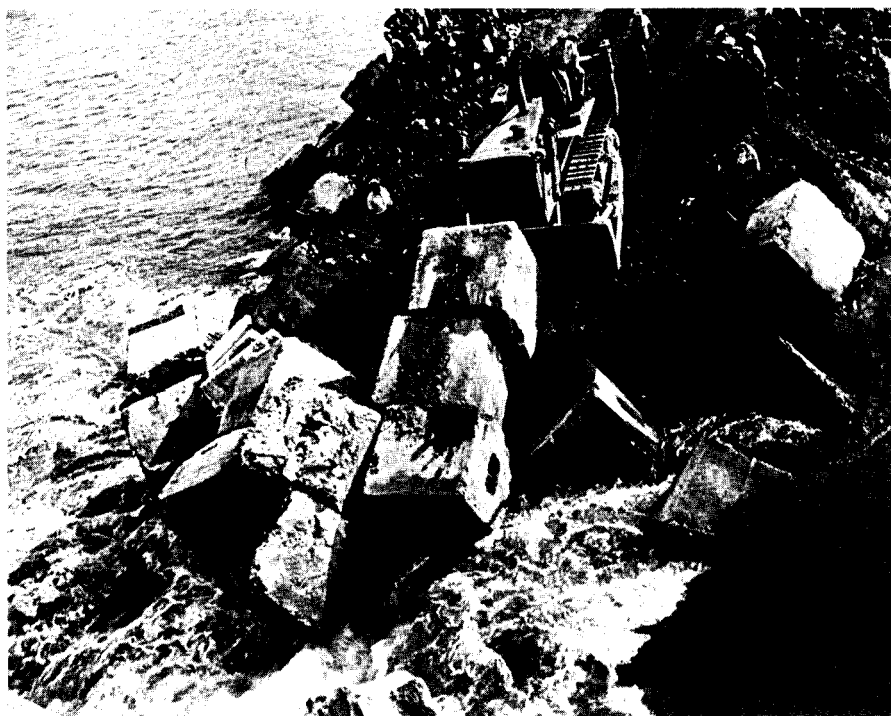
Les batardeaux amont et aval ont été reliés latéralement à l'usine de la rive gauche et à la troisième pile du barrage-déversoir, ainsi qu'à la maçonnerie et aux cellules métalliques de la rive droite.

Le batardeau amont a été exécuté jusqu'à la cote 55,00 atteignant la hauteur maximale de 36m. Le batardeau aval avait sa crête à la cote 56,00.

La coupure a été terminée au cours du mois d'août 1969 et l'achèvement du batardeau de deuxième phase et la mise à sec des fouilles à la fin de 1969; ensuite, dans les fouilles communes on a exécuté les 11 pertuis restants du barrage-réservoir.

En même temps que les travaux du batardeau de deuxième phase, on a bétonné le premier pertuis du barrage-déversoir de la cote 34,00 à la cote 38,00; puis, sur les seuils à la cote 38,00, on a descendu les vannes doubles à crochet permettant le relèvement de la retenue à la cote 52,00 et la formation d'une retenue provisoire pour les besoins énergétiques. De cette façon, dans le second semestre 1970, on assurait la mise en marche des premiers groupes, et par cela même, augmentait la capacité d'évacuation des débits maximum, si bien que la phase finale de la deuxième section d'usine sur la rive droite pouvait commencer.

Sous la protection des vannes on a terminé l'écluse de la rive gauche et bétonné les pertuis 1, 2 et 3 sur la rive droite jusqu'à leur cote définitive au cours de l'année 1971. Pendant ce temps-là, la navigation utilisait l'écluse rive droite, et l'évacuation des eaux se faisait à travers les 11 pertuis du barrage-déversoir.



Coupure du Danube par blocs de béton de 20 t.

Fig. 1

BARRAGE PRINCIPAL

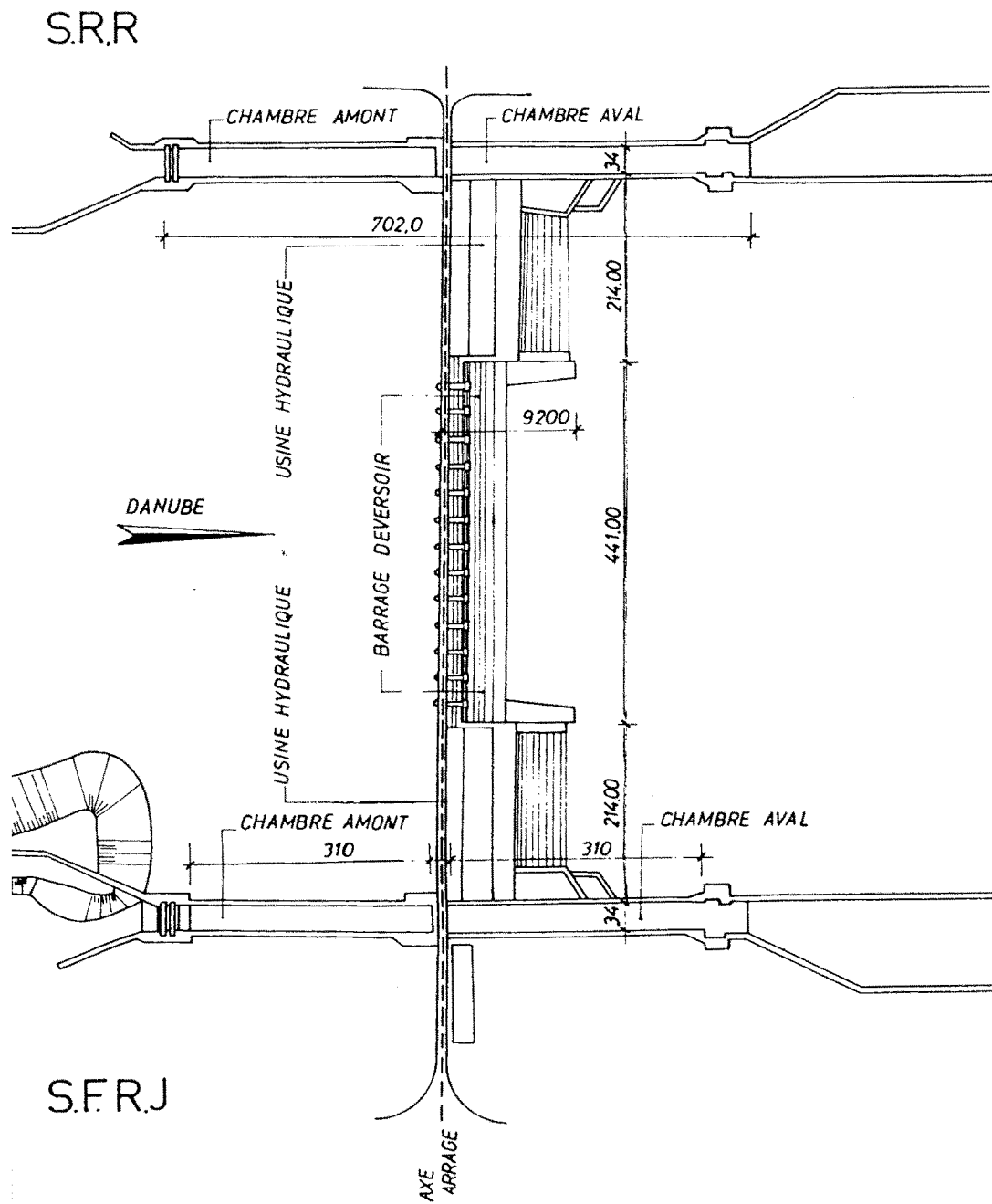
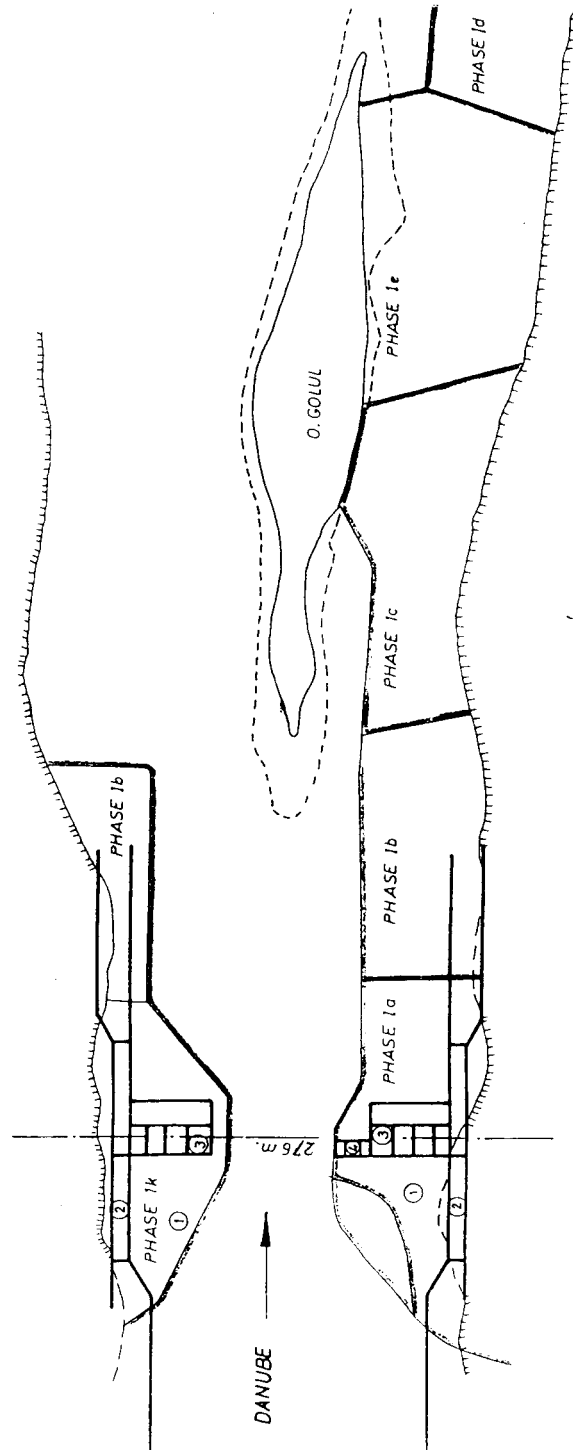


Fig. 2

BATARDEAU I ÈRE PHASE

S. R. ROUMANIE



LÉGENDE:

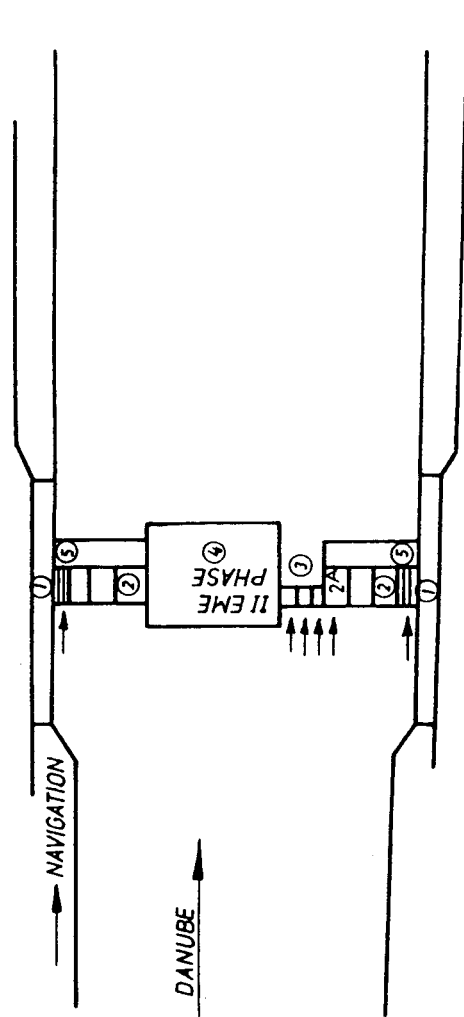
- ① BATARDEAUX DE LA I ÈRE PHASE
- ② ÉCLUSES À DEUX NIVEAUX
- ③ USINES HYDRAULIQUES
- ④ PERTUIS DÉVERSOIRS

S. F. R. YUGOSLAVIE

Fig. 3

BATARDEAUX - II ÈME PHASE

S. R. ROUMANIE



LÉGENDE:

- ① ÉCLUSES
- ② USINES HYDRAULIQUES
- ③ PERTUIS DÉVERSOIRS 1-3
- ④ BATARDEAU II ÈME PHASE
- ⑤ VIDANGES DE FOND
- ②A SECTION 3 INACHEVÉE DE L'USINE HYDRAULIQUE CÔTÉ YOUGOSLAVE.

S. F. R. YOUGOSLAVIE

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : novembre 1986
N° 13087
ISSN 0534-8293

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

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



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