

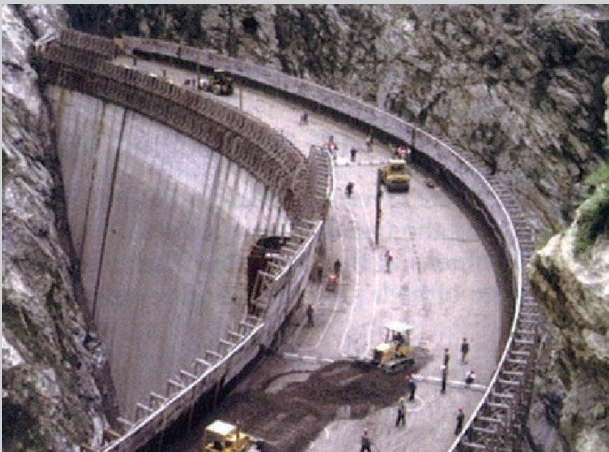
# COST SAVINGS IN DAMS

---

# ÉCONOMIES DANS LES BARRAGES

---

**Bulletin 144**



**2010**

*Cover/Couverture :*

1. RCC Arch Dam (Shapei - China)
2. Faced Symmetrical Hardfill Dam (Can-Asujan - Philippines)
3. Piano Keys Weir (Goulours - E.D.F. France)
4. Concrete Fuse Plugs (Wedbila - Burkina Faso)

**AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :**

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

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

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

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

**NOTICE – DISCLAIMER:**

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

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

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

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

Original text in English

French translation by M. Ho Ta Khanh

Vice-President, Committee on Cost Savings in Dam Construction

Layout by Nathalie Schauner

*Texte original en anglais*

*Traduction en français par M. Ho Ta Khanh*

*Vice-Président, Comité sur les Économies dans la Construction des Barrages*

*Mise en page par Nathalie Schauner*

# **COST SAVINGS IN DAMS**

---

# **ÉCONOMIES DANS LES BARRAGES**

---

---

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

---

COMMITTEE ON COST SAVINGS IN DAM CONSTRUCTION

COMITÉ SUR LES ÉCONOMIES  
DANS LA CONSTRUCTION DES BARRAGES

*Chairman/Président*

France

F. LEMPÉRIÈRE

*Vice Chairman / Vice Président*

Vietnam

M. HO TA KHANH

*Members/Membres*

Austria/Autriche

H. GOERRES

Brazil/Brésil

B.P. MACHADO

Burkina Faso

Adama NOMBRE

Canada

A. BIGRAS

China/Chine

ZHOU Lichun

France

C. BESSIÈRE

Iran

B. HAZRATI

Japan/Japon

M. KUSUMI

Russia/Russie

A. FINK

United Kingdom/Royaume-Uni

P. MASON

---

## SOMMAIRE

---

- AVANT-PROPOS
1. INTRODUCTION
  2. FACTEURS NON TECHNIQUES
  3. OPPORTUNITÉS TECHNIQUES  
POUR DES ÉCONOMIES
  4. CONCLUSION GÉNÉRALE

---

## CONTENTS

---

- FOREWORD
1. INTRODUCTION
  2. NON-TECHNICAL FACTORS
  3. TECHNICAL OPPORTUNITIES  
OF COST SAVINGS
  4. GENERAL CONCLUSION

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	10
1. INTRODUCTION .....	12
1.1. Généralités .....	12
1.2. Barrages existants .....	16
1.3. Barrages en construction.....	16
1.4. Barrages futurs .....	18
2. FACTEURS NON TECHNIQUES.....	22
2.1. Généralités.....	22
2.2. Identification du besoin .....	24
2.3. Conception et options du projet .....	24
2.4. Approbation et autorisation .....	26
2.5. Le projet.....	28
2.5.1. Critères de projet .....	28
2.5.2. Correction des erreurs de conception .....	30
2.5.3. Processus du projet – « L'étude technique de valeur » .....	32
2.5.4. Processus du projet – diagrammes TCF .....	34
2.5.5. Processus du projet – Analyse de risque .....	34
2.5.6. Processus du projet – Enregistrement des projets .....	36
2.6. Spécifications.....	38
2.7. Appel d'offres et dispositions du contrat.....	38
2.7.1. Généralités .....	38
2.7.2. Présélection .....	40
2.7.3. Types de contrat .....	40
2.7.4. Aspects particuliers .....	44
2.8. Construction .....	46
3. OPPORTUNITÉS TECHNIQUES POUR DES ÉCONOMIES .....	54
3.1. Barrages de grande hauteur .....	54
3.1.1. Contrôle de la rivière pendant la construction .....	54
3.1.1.1. Revue des principes de base et des critères de projet.....	54
3.1.1.2. Stratégies alternatives.....	56

---

# TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD .....	11
1. INTRODUCTION .....	13
1.1. General .....	13
1.2. Existing Dams.....	17
1.3. Dams under Construction.....	17
1.4. Future Dams .....	19
2. NON-TECHNICAL FACTORS.....	23
2.1. General.....	23
2.2. Identification of Need .....	25
2.3. Concepts and Project Options .....	25
2.4. Approvals and Permitting.....	27
2.5. Design.....	29
2.5.1. Design Criteria.....	29
2.5.2. Correcting Misconceptions .....	31
2.5.3. Design Process – Value Engineering .....	33
2.5.4. Design Process – FAST Diagrams .....	35
2.5.5. Design Process – Risk Analyses .....	35
2.5.6. Design Process – Design Record .....	37
2.6. Specifications.....	39
2.7. Tendering and Contract Arrangements .....	39
2.7.1. General .....	39
2.7.2. Pre-selection.....	41
2.7.3. Form of Contract .....	41
2.7.4. Particular Aspects .....	45
2.8. Construction .....	47
3. TECHNICAL OPPORTUNITIES OF COST SAVINGS .....	55
3.1. High Dams .....	55
3.1.1. River Control during Dam Construction .....	55
3.1.1.1. Review of basic principles and design criteria .....	55
3.1.1.2. Alternative strategies.....	57

3.1.1.3. Réduction de coûts dans les ouvrages de dérivation.....	60
3.1.1.4. Coupure dans le lit de la rivière.....	64
3.1.1.5. Fermeture finale .....	66
3.1.2. Conception générale des ouvrages.....	66
3.1.3. Fondations de barrages .....	72
3.1.3.1. Possibilités d'économies relatives au programme de construction.....	74
3.1.3.2. Injection du rocher de fondation.....	76
3.1.3.3. Fondations non rocheuses .....	78
3.1.4. Barrages-poids en béton .....	80
3.1.5. Barrages-voûtes .....	88
3.1.5.1. Caractéristiques des barrages-voûtes.....	88
3.1.5.2. Site et axe du barrage.....	90
3.1.6. Barrages en enrochement .....	98
3.1.6.1. Barrage en enrochement à masque en béton et barrage en enrochement à noyau en terre .....	100
3.1.6.2. Barrage en enrochement à noyau bitumineux.....	106
3.1.6.3. Batardeaux .....	106
3.2. Barrages de faible hauteur .....	106
3.2.1. Nouveaux barrages en terre de faible hauteur .....	108
3.2.1.1. Evacuateurs de crue .....	108
3.2.1.2. Ouvrages de fond.....	112
3.2.1.3. Corps du barrage .....	112
3.2.1.4. Conception générale .....	114
3.2.2. Nouveaux barrages-poids de faible hauteur .....	114
3.2.2.1. Évacuateur de crue et ouvrages de fond.....	116
3.2.2.2. Analyse critique des projets et de l'utilisation des matériaux	116
3.2.3. Association du BCR avec du remblai.....	118
3.2.4. Barrages-voûtes de faible hauteur.....	120
3.3. Utilisation des éléments préfabriqués en béton .....	120
3.4. Evacuateurs de crue .....	122
3.4.1. Spécifications concernant les évacuateurs .....	124
3.4.2. Critères de projets et méthodes .....	124
3.4.3. Ruptures des barrages par les crues .....	126
3.4.4. Évaluation des crues .....	128
3.4.5. Solutions peu coûteuses pour la "crue de vérification" .....	130



3.1.1.3. Cost savings in diversion structures.....	61
3.1.1.4. River closure in the river bed.....	65
3.1.1.5. Final closure .....	67
3.1.2. General Layout of Structures .....	67
3.1.3. Dam Foundations .....	73
3.1.3.1. Cost reduction possibilities related to improvements in the construction programme.....	75
3.1.3.2. Grouting rock foundations .....	77
3.1.3.3. Non-rock foundations .....	79
3.1.4. Concrete Gravity Dams.....	81
3.1.5. Arch Dams .....	89
3.1.5.1. Characteristics of arch dams .....	89
3.1.5.2. Dam site and dam axis .....	91
3.1.6. Rockfill Dams .....	99
3.1.6.1. Concrete faced rockfill dam and earth core rockfill dam.....	101
3.1.6.2. Asphalt core rockfill dam .....	107
3.1.6.3. Cofferdams .....	107
3.2. Low Dams .....	107
3.2.1. New Low Earthfill Dams .....	109
3.2.1.1. Spillways .....	109
3.2.1.2. Bottom outlets .....	113
3.2.1.3. Dam body .....	113
3.2.1.4. General layout .....	115
3.2.2. New Low Concrete Gravity Dams .....	115
3.2.2.1. Spillways and bottom gates .....	117
3.2.2.2. Reviewing designs and materials utilization .....	117
3.2.3. Associating RCC with Earthfill .....	119
3.2.4. Low Arch Dams .....	121
3.3. Use of Precast Units .....	121
3.4. Spillways .....	123
3.4.1. Spillways Requirements .....	125
3.4.2. Design Criteria and Methods .....	125
3.4.3. Dams Failures by Floods .....	127
3.4.4. Flood Evaluation .....	129
3.4.5. Low Cost Solutions for the Check Flood .....	131

3.4.6. Solutions économiques concernant la crue de projet ou la crue de vérification .....	136
3.4.6.1. Association de deux évacuateurs de crue.....	140
3.4.6.2. Economies sur les vannes.....	140
3.4.6.3. Ouvrages d'évacuation de crue à l'aval des seuils .....	142
3.4.7. Choix de la crue de projet et de la crue de vérification basé sur des analyses simplifiées de coût .....	144
3.4.8. Blocage des vannes .....	148
3.4.9. Mesures non structurelles .....	148
3.4.10. Conclusion pour les évacuateurs de crue .....	148
3.5. Influence de la sédimentation sur les projets de barrage .....	150
3.5.1. Généralités .....	150
3.5.2. Données sur les apports solides .....	154
3.5.3. Implantation générale des ouvrages .....	154
3.5.4. Évacuation des apports par des pertuis de fond .....	156
3.5.5. Dérivation des crues .....	156
3.5.6. Dessablement des eaux turbinées .....	156
3.5.7. Chasse .....	158
3.5.8. Dragage .....	160
3.5.9. Choix des solutions .....	162
3.5.10. Conclusion pour la réduction de la sédimentation .....	166
4. CONCLUSION GÉNÉRALE .....	168
Annexes (en anglais seulement) .....	171

3.4.6. Low Cost Solutions for the Design Flood or the Check Flood .....	137
3.4.6.1. Associating two spillways .....	141
3.4.6.2. Cost savings in gates.....	143
3.4.6.3. Waterways and downstream structures .....	143
3.4.7. Choosing Design Floods and Check Floods Based Upon Simplified Cost Analyses .....	145
3.4.8. Gates Jamming .....	149
3.4.9. Non Structural Measures .....	149
3.4.10. Conclusion for Spillways .....	149
3.5. Impact of Sedimentation on Dam Designs .....	151
3.5.1. General .....	151
3.5.2. Sediment Inflow Data .....	155
3.5.3. General Layout of Structures .....	155
3.5.4. Sluicing .....	157
3.5.5. Diverting Floods .....	157
3.5.6. Desilting the Discharges to Power Houses .....	157
3.5.7. Flushing .....	159
3.5.8. Dredging .....	161
3.5.9. Choice of Solutions .....	163
3.5.10. Conclusion for Siltation Mitigation .....	167
4. GENERAL CONCLUSION .....	169
Appendices (only in English).....	171

---

# AVANT-PROPOS

---

Le Comité a été créé pour mettre à jour les Bulletins 73 (Économies dans la construction des barrages) et 83 (Impact des coûts sur la construction des barrages) en prenant en compte les leçons de la Question 84 du Congrès de Barcelone en 2006 (solutions techniques pour réduire coûts et délais dans le projet et la construction des barrages).

Le présent bulletin comprend 2 parties :

- Les facteurs non techniques d'économies
- Les opportunités techniques et innovations.

La première partie a été rédigée par le Docteur Mason (Royaume-Uni). Monsieur Machado (Brésil) a rédigé les textes concernant l'implantation et les fondations, les barrages-poids en béton B.C.R. et les barrages en enrochement. Madame Zhou (Chine) a rédigé le texte sur les barrages-voûtes. Le Comité japonais a été très actif pour fournir les renseignements et les suggestions (dont certaines présentées en annexe 4.1). Une révision technique générale et la traduction en français ont été assurées par Monsieur Ho Ta Khanh. Tous méritent nos remerciements pour un travail important sur un sujet difficile.

Un bulletin complémentaire est en préparation pour des ouvrages spécifiques justifiant des solutions spécifiques.

F. LEMPÉRIÈRE  
Président  
Comité sur les économies  
dans la construction des barrages

---

# FOREWORD

---

The Committee has been appointed for reviewing the Bulletins 73 (Savings in Dam Construction) and 83 (Cost Impact on Future Dam Designs) and taking in account lessons from Question 84 of the Barcelona Congress in 2006 (Technical solutions to reduce time and cost in dams design and construction).

The present bulletin includes two parts:

- Identifying and mitigating existing factors detrimental to cost savings
- Technical opportunities for innovation and cost savings in the design of both high and low dams.

The first part has been drafted by Dr Mason (U.K.) who also reviewed the whole English presentation. Mr Machado (Brazil) has been the author for problems of general layout, foundations, R.C.C. gravity dams and rockfill dams, Mrs Zhou (China) for Arch dams. The Japanese Committee (Mr Kusumi) has been very active for supplying data and comments (a part being presented in Appendix 4.1). A general technical review and the translation in French have been made by Mr Ho Ta Khanh. They all deserve our thanks for their heavy task about a very challenging subject.

An additional bulletin is prepared for specific dams for which design criteria and solutions may also be specific.

F. LEMPÉRIÈRE  
Chairman  
Committee on Cost Savings  
in Dams

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. GÉNÉRALITÉ

Depuis 1950, les investissements dans le monde concernant les barrages ont été de l'ordre de 30 à 40 milliards d'USD (valeur 2008) par an et totalisent donc à présent 2 000 milliards d'USD.

Selon les analyses de la CIGB sur le rôle des barrages au 21<sup>e</sup> siècle et les tendances actuelles, il est probable que ce taux annuel d'investissement se poursuivra dans les prochaines décennies et pourra même s'accroître. La plupart de ces investissements auront lieu dans les pays en développement pour atteindre peut-être 500 milliards d'USD dans les 20 prochaines années.

Pour les raisons analysées ci-dessous, il est souvent difficile de sélectionner et d'optimiser, pour chaque barrage, les projets qui correspondent à un coût minimal. La marge d'économie potentielle a été estimée jusqu'à 20 % en moyenne (CIGB Bulletin 73), soit une valeur de 100 milliards d'USD pour les 20 prochaines années.

Cette marge est grande pour les barrages pour les raisons suivantes :

- Les conditions locales ne sont pas toujours les mêmes et chaque barrage, construit avec des matériaux locaux, demande un projet qui lui est propre afin d'obtenir l'économie maximale.
- Il y a beaucoup de variantes telles que : location précise, disposition générale, type de barrage, données particulières, traitement des fondations, gestion des crues, spécifications, programme de construction, prise en compte de la sédimentation, etc. De plus les progrès techniques et les changements économiques permettent des solutions innovantes qui n'ont pas toujours été envisagées. Par ailleurs, des comparaisons entre différentes solutions ne sont pas toujours faciles. Non seulement les prix unitaires (par exemple pour les remblais, les enrochements et même les bétons) varient sur chaque site, mais même pour un site donné, ils varient avec les facteurs déjà indiqués ci-dessus. Le projeteur n'est donc pas capable d'évaluer facilement l'influence relative de tous ces facteurs.
- Dans la plupart des industries, les fabricants coopèrent avec les projeteurs pour optimiser les coûts, tandis que les constructeurs de barrages ne sont généralement pas impliqués au stade du projet.
- Il y a souvent une compétition sévère pour choisir le consultant, basée sur la minimisation du coût de ses services. Ceci peut tendre à réduire le coût de l'étude, mais il n'y a pas de compétition pour choisir et optimiser le meilleur projet pour le barrage. Cette procédure ne favorise pas l'optimisation de coût du barrage de la même manière que pour d'autres activités de construction telles que les bâtiments, les ponts, les ouvrages en mer et les tunnels. Par ailleurs, on n'a recours à certaines solutions nouvelles et efficaces que lorsque les solutions traditionnelles sont difficiles à appliquer. *Par exemple, les solutions qui ont à présent la faveur, comme le Béton Compacté au*

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. GENERAL

Since 1950, the annual worldwide investments in dams have been in the range of 30 to 40 billion USD (2008 value) and presently total about 2 000 billion USD.

According to the ICOLD analysis of the Role of Dams in the 21st Century and also present trends, it is likely that this annual rate of investment will continue into the next decades and possibly even increase. Much of this will be in developing countries, possibly reaching over 500 billion USD within the next twenty years.

For reasons analysed below, it is usually difficult to select and optimize designs that correspond to the lowest cost for each dam. The margin of potential cost saving has been estimated as being up to 20% on average (ICOLD Bulletin 73), which would mean a potential saving margin of 100 billion USD in the next twenty years.

This margin is high for dams for the following reasons:

- Local conditions are quite never the same and each dam, built from local materials, requires a tailored design in order to achieve maximum economy.
- There are many variants such as: precise location, general layout, dam type, relevant data, foundation treatment, flood management, specifications, construction programme, care of siltation etc. Furthermore technical progress and economic changes may often warrant new and innovative solutions which are not always considered. In addition, cost comparisons between various solutions may not be easy. Not only will unit prices (for instance for earthfill, rockfill and even concrete) vary for each site, but for a same site they will vary with the factors already listed above. The designer may not be able to easily evaluate the relative impact of all these aspects.
- In most industries manufacturers cooperate with the designer for optimising costs whereas dam contractors are usually not involved in the design phase.
- There is often a keen competition for choosing the Consultant, based on minimizing the cost of his services. This may tend to reduce the cost for the design itself, but there is no competition for choosing and optimising the best design of the dam. This procedure does not favour the cost optimisation of each dam in the same way as competition may be used to minimize the costs for other construction activities such as for buildings, bridges, offshore, tunnels. Furthermore some efficient new solutions are used only when traditional solutions may hardly be used. *For example the presently favoured solutions of Roller Compacted Concrete (RCC) or Concrete Faced Rockfill*

*Rouleau (BCR) ou le barrage en enrochement à masque amont en béton (BEMB), étaient techniquement possibles et économiquement justifiées dès 1960, mais n'ont été complètement développées que 20 ou 30 ans plus tard.*

- Beaucoup de projets sont basés sur d'anciens critères ou des règlements peu adaptés aux connaissances actuelles et aux conditions existantes dans les pays où les futurs barrages seront construits.

Pour aider à éviter ces inconvénients, la CIGB s'est focalisée sur le problème de l'économie dans les barrages grâce à deux comités techniques qui ont produit :

- Deux bulletins généraux :
  - 73 : Économie dans la construction des barrages (1989)
  - 83 : Évolution des barrages. Influence des coûts (1992)
- Et six bulletins spécifiques :
  - 85 : Maîtres d'ouvrages, consultants et entrepreneurs (1992)
  - 108 : Coût de la maîtrise des crues dans les barrages (1997)
  - 109 : Barrages de moins de 30 m de hauteur (1997)
  - 110 : Influence des règles, critères et spécifications sur les coûts (1997)
  - 117 : Le barrage-poids, un barrage pour l'avenir (2000)
  - E02 : Mesures non structurelles pour la réduction des risques (2001)

Ceci représente environ 20 % des bulletins publiés par la CIGB au cours de ces 12 années.

En 2005, le Président de la CIGB a mis en place un «Comité Ad Hoc sur les économies dans les projets de barrage» pour «réviser les Bulletins 73 et 83 en prenant en compte les leçons tirées de la Question 84 du Congrès de Barcelone». En juin 2006, la mise en place de ce Comité a été approuvée lors de la Réunion Exécutive de la CIGB et le Congrès de Barcelone; la Question 84 (solutions techniques pour réduire les coûts et les délais dans le projet et la construction des barrages) avait soulevé un grand intérêt puisqu'elle a reçu 50 % en plus de rapports que pour les autres Questions des Congrès.

Le présent Bulletin reprend par conséquent les Bulletins 73 et 83; il utilise les leçons de la Question 84 et prend aussi en compte les six autres bulletins spécifiques sur les réductions de coûts mentionnés ci-dessus. Il s'applique à des barrages variés, à l'exception des barrages en stériles miniers pour lesquels les problèmes et les solutions sont très différents.

Ce bulletin est basé sur une analyse préliminaire des :

- Barrages existants.
- Tendances actuelles dans la construction des barrages.
- Barrages futurs probables avec leurs conditions économiques et physiques les plus courantes.

Ce Bulletin est consacré à :

- L'identification et la réduction des facteurs non techniques existants qui sont préjudiciables aux économies.



*Dams (CFRDs) were technically possible and economically justified in 1960 but were only developed fully some 20 or 30 years later.*

- Many designs are based on old design criteria or regulations poorly adapted to present knowledge and to conditions prevailing in those countries where most future dams will be constructed.

In order to help mitigate these drawbacks, ICOLD has focused on Cost Savings through two Technical Committees and these have produced:

- Two general bulletins:
  - 73: Savings in Dam Construction (1989)
  - 83: Cost impact on future dams designs (1992)
- And six specific bulletins:
  - 85: Owners, Consultants and Contractors (1992)
  - 108: Cost of flood control in dams (1997)
  - 109: Dams lower than 30 m high (1997)
  - 110: Cost impact of rules, criteria and specifications (1997)
  - 117: The gravity dam, a dam for the future (2000)
  - E02: Non structural risk reduction measures (2001)

This represents some 20% of the ICOLD bulletins published in the encompassing 12 years.

In 2005 the ICOLD President appointed an “Ad Hoc Committee on Cost Savings in Dam Design” for “Review of Bulletins 73 and 83 taking in account lessons from Question 84 of Barcelona Congress”. In June 2006, this appointment was approved by the ICOLD Executive Meeting and in the Barcelona Congress; Question 84 (Technical solutions to reduce time and cost in dams design and construction) raised considerable interest, receiving 50% more reports than average Congress questions.

The present Bulletin therefore reviews Bulletins 73 and 83, using lessons from Question 84 and also takes into account the six other specific bulletins on Cost Savings mentioned above. It applies to various dams apart from tailing dams where the problems and solutions are very different.

It is based upon a preliminary analysis of:

- Existing dams.
- Present trends in dam construction.
- Likely future dams and their most usual economical and physical conditions.

This present bulletin is devoted to:

- Identifying and mitigating existing non technical factors detrimental to cost savings.

- Les opportunités techniques pour l'innovation et les économies dans les projets de barrages de grande et de faible hauteur.

Un Bulletin complémentaire sera consacré aux barrages prévus dans des conditions très spécifiques pour lesquelles les critères de projet et les solutions peuvent être aussi spécifiques, tels que :

- Barrages de faible hauteur sur de très grandes rivières.
- Barrages utilisés uniquement pour l'écrêtement des crues.
- Barrages en mer.
- Barrages avec des problèmes de sédimentation significatifs.
- Barrages construits dans des conditions climatiques très sévères.
- Très petits barrages en remblai.
- Économies concernant l'amélioration des barrages existants.

## **1.2. BARRAGES EXISTANTS**

Le volume total des réservoirs existants est de 7 000 km<sup>3</sup>. 80 % de celui-ci est consacré uniquement à l'hydroélectricité, 10 % sont pour les autres buts et 10 % pour l'hydroélectricité associée à d'autres buts. Le stockage pour produire chaque nouveau kWh diminuera pour les nouveaux barrages : les meilleurs sites ayant déjà été utilisés dans beaucoup de pays, on préférera remplacer un barrage de grande hauteur par plusieurs petits barrages pour réduire les problèmes de déplacement des populations.

Le nombre de grands barrages pour l'irrigation est plus élevé que celui pour l'hydroélectricité mais le volume total stocké est beaucoup plus faible, de même le volume total des réservoirs pour stocker l'eau potable et pour la protection contre les crues est plutôt faible.

Parmi les 1 500 barrages de plus de 60 m de hauteur, construits avant 1960, 1 200 ont été construits dans les pays industrialisés, avec surtout des barrages en béton pour l'hydroélectricité. Parmi les 35 000 barrages de hauteur inférieure à 60 m, 80 % sont de petits barrages en terre, principalement pour l'irrigation, construits par une main d'œuvre bon marché dans les pays en développement.

Après 1980, 1 500 barrages de hauteur supérieure à 60 m ont été construits, pour la plupart dans les pays en développement, à l'aide d'équipements mécanisés. La grande majorité des 10 000 barrages de hauteur inférieure à 60 m sont des barrages en terre construits alors aussi dans les pays en développement en utilisant progressivement des engins. Après l'an 2000 presque tous les barrages ont été construits avec du matériel lourd et avec un bon compactage.

## **1.3. BARRAGES EN CONSTRUCTION**

En 2006, 350 barrages de plus de 60 m de hauteur étaient en construction, dont 80 % dans les pays en développement. Environ 50 % étaient des barrages en

- Technical opportunities for innovation and cost savings in the design of both high and low dams.

A further bulletin will be devoted to dams designed for very specific conditions for which the design criteria and solutions could also be specific, such as:

- Low head dams in very large rivers
- Dams used only for flood mitigation
- Off-shore dams
- Dams with significant siltation problems
- Dams built in very severe weather conditions
- Very low earthfill dams
- Cost savings when upgrading existing dams.

## **1.2. EXISTING DAMS**

The total storage of existing reservoirs is 7000 km<sup>3</sup>. 80% of this overall storage is for hydropower alone, 10% for other purposes, 10% associate hydropower with other purpose. The water storage for each new kWh will be reduced since the best sites have been used in many countries and replacing a high head dam by several lower dams may be preferred for mitigating resettlement problems.

The number of large irrigation dams is higher than the number of hydropower dams but the average storage is much lower; similarly the average storage of dams for drinkable water or flood mitigation is rather low.

Of the 1 500 dams higher than 60 m built prior to 1980, 1 200 were built in industrialized countries with those for hydropower constructed mainly in concrete. Of the 35 000 dams lower than 60 m, 80% were low earthfill dams built mainly for irrigation by low cost labour in developing countries.

After 1980, 1 500 dams higher than 60 m were mostly built in developing countries with mechanized equipment. The great majority of the 10 000 dams lower than 60 m were earthfill. They were built in developing countries by using progressively mechanized construction. After 2000 quite all dams were built with heavy equipment and fair compaction.

## **1.3. DAMS UNDER CONSTRUCTION**

In 2006, 350 dams higher than 60 m were under construction with 80% in developing countries. About 50% were rockfill dams, 25% were concrete gravity

enrochements, 25 % des barrages-poids en béton, 15 % des barrages en terre et 10 % des barrages-voûtes. Parmi les 35 barrages de plus de 150 m de hauteur en construction, 50 % étaient des barrages en enrochements, 30 % des barrages-voûtes et 20 % des barrages-poids en béton.

2 000 autres barrages de moins de 60 m de hauteur étaient aussi en construction. La plupart étaient des barrages en terre construits dans les pays en développement avec du matériel lourd.

Comme dans le passé, la plus grande partie des investissements actuels dans la construction des barrages dans le monde est consacrée à l'hydroélectricité et l'irrigation, le reste étant pour la fourniture d'eau potable, le contrôle des crues ou d'autres buts. La plus grande partie des bénéfices obtenus dans la lutte contre les inondations provient des barrages à buts multiples, mais ces bénéfices varient considérablement selon les pays.

#### **1.4. BARRAGES FUTURS**

Les barrages qui seront construits dans les prochaines décennies auront aussi pour buts principaux : l'hydroélectricité, le stockage d'eau pour l'irrigation, les eaux potable et industrielle, le soutènement des étiages et l'écrêtement des crues.

Il est probable que beaucoup d'investissements pour les barrages dans le monde seront pour l'hydroélectricité. Le productible mondial est à présent voisin de 3 000 TWh et le potentiel supplémentaire économiquement faisable de 5 000 à 7 000 TWh. Le coût du fuel et le réchauffement climatique favoriseront son développement rapide. 2 000 TWh sont en construction ou identifiés. 50 % de ce potentiel sont en Asie, 20 % en Afrique, 20 % en Amérique du Sud, 10 % en Europe et Amérique du Nord. 80 % se trouvent dans 9 pays : la Chine (30 %), la Russie, le Brésil, l'Inde, le Congo, l'Éthiopie, le Pérou, le Tadjikistan et le Canada. De 50 à 100 TWh seront ajoutés chaque année, au moins jusqu'en 2050, pour un investissement annuel de plus de 20 milliards d'USD. Environ 80 % de cet investissement seront pour de gros aménagements avec un productible de 1 TWh ou plus, situés dans des bassins versants de plusieurs milliers de km<sup>2</sup>. La plupart de ces barrages seront dans des pays avec des saisons des pluies plutôt courtes mais avec des crues énormes. La plupart des retenues retiendront une portion plutôt faible de la crue annuelle et produiront à pleine capacité pendant 4 mois de l'année, avec principalement de la puissance de pointe durant la saison sèche. Cette capacité réduite provoquera, en beaucoup d'endroits, des envasements à court terme. L'impact de ce problème sur le projet de base devra être mieux étudié que pour beaucoup d'anciens projets.

Beaucoup de barrages seront dans des zones difficiles, par exemple près de l'Himalaya (avec des difficultés d'accès, une forte sismicité et soumis au risque de rupture des barrages naturels à l'amont) ou dans des zones froides (Russie, Canada.) Beaucoup de barrages peuvent être de grande hauteur, mais il y aura aussi des barrages de basse chute sur de grands fleuves pour réduire les obligations de relogement des populations. La construction de ces barrages sera hautement mécanisée, cependant, dans la plupart des pays concernés, le coût de la main

dams, 15% were earthfill dams and 10% were concrete arch dams. Of 35 dams higher than 150 m under construction, 50% were rockfill dams, 30% were concrete arch dams and 20% were concrete gravity dams.

Another 2 000 dams lower than 60 m were also under construction. Most were earthfill dams built in developing countries with heavy equipment.

As in the past, the majority of the present world's investment in dams is devoted to hydropower and irrigation, with the remainder devoted to water supply, flood control and other purposes. Most benefits for flood mitigation are from multipurpose dams, but the dams' purposes vary considerably according to country.

#### **1.4. FUTURE DAMS**

The dams to be built in the next decades will also have as main purposes: hydropower, storage for irrigation, drinkable or industrial water and dry season releases and flood mitigation.

It is likely that much of the world's investment for dams will be for hydropower. The present annual supply is close to 3 000 TWh and the cost-effective potential is 5 000 to 7 000 more. The cost of fuel and the warming climate will favour its early development. 2000 TWh are under construction or identified. 50% of this potential is in Asia, 20% in Africa, 20% in South America, 10% in Europe and North America. 80% is in 9 countries: China (30%), Russia, Brazil, India, Congo, Ethiopia, Peru, Tajikistan and Canada. 50 to 100 TWh will be added annually, at least until 2050, for an annual investment over 20 billion USD. Some 80% of this investment will be for huge schemes in the range of 1 TWh/year or more, that is likely to be in catchment areas of thousands of km<sup>2</sup>. Most will be in countries with a rather short rainy season with huge floods. Most reservoirs will normally store a rather small part of the annual flow, supplying full time for 4 months of the year and mainly for power peaks during the dry season. This reduced storage will, in many places, cause early reservoir siltation and the impact of this problem on the basic design needs to be better addressed than in many past schemes.

Many dams will be in difficult areas, for instance close to the Himalaya (with difficult access, high seismicity and subject to the risk of upstream natural dam failures) or in cold areas (Russia, Canada). Many dams may be high but there will be also low head dams in large rivers for reducing resettlement requirements. The construction of these dams will be highly mechanized, however, in most relevant countries the labour cost is presently very low (under one USD per hour), even for qualified workers and will not reach the present rates of industrialized countries for

d'œuvre est à présent très bas (moins d'un USD par heure), même pour des ouvriers qualifiés, et n'atteindra les taux des pays industrialisés que dans quelques décennies. Ceci peut favoriser certains types d'ouvrages ou de méthodes de construction faisant appel à une main d'œuvre nombreuse comme pour le béton armé.

Une part significative de l'hydroélectricité pourra être prise par les stations de pompage fonctionnant entre deux retenues. Celles-ci pourront être nécessaires dans beaucoup de pays pour réguler de fortes productions de base ou à cause de la production intermittente des énergies renouvelables, telles que les fermes d'éoliennes ou d'électricité photovoltaïque.

- Les barrages pour l'irrigation retiennent d'habitude une partie importante des apports annuels, souvent plus de 200 000 m<sup>3</sup> par km<sup>2</sup> de bassin versant, avec une profondeur moyenne des réservoirs souvent comprise entre 5 et 25 m. Les bassins versants sont en général compris entre 10 et 1 000 km<sup>2</sup>; les évacuateurs de crues sont généralement non vannés avec une perte de capacité comprise entre 20 et 40 %. Leur conception pourrait, dans beaucoup de cas, être améliorée par une ou plusieurs de ces propositions :
  - Meilleur projet d'évacuateur de crues pour réduire les pertes de volume de la retenue.
  - Meilleure utilisation des barrages stockant une grande partie de la crue annuelle pour l'écrêtement des crues.
  - Meilleure gestion des dépôts solides pour les barrages stockant une faible partie de la crue annuelle, avec par exemple une évacuation des apports par des pertuis de fond.
- La lutte contre les inondations peut être améliorée par :
  - La conception et l'exploitation des barrages à buts multiples, vannés ou non, prenant en compte les informations provenant des systèmes modernes de prévision du temps et des crues.
  - La conception spécifique des barrages servant uniquement à écrêter les crues. De grandes économies peuvent être faites pour ces barrages qui ne sont utilisés que quelques jours par siècle et qui peuvent s'accommoder d'une étanchéité limitée.

Quelques nouvelles opportunités peuvent apparaître avec l'utilisation des barrages en mer, pour le stockage d'énergie, les grandes centrales marémotrices ou la protection des côtes contre les effets des typhons, tsunamis et/ou élévation du niveau général des mers.

several decades. This may favour some types of structures or construction methods with a high labour content, such as reinforced concrete.

A significant part of hydropower may be pumped storage plants operating between two lakes. They may be necessary in many countries in order to regulate high base loads or intermittent production from other renewable sources, such as wind farms or photovoltaic electricity.

- Dams for irrigation usually store an important part of the annual flow, often over 200 000 m<sup>3</sup> per km<sup>2</sup> of catchment area, with an average reservoir depth most often between 5 and 25 m. Their catchment area is usually between 10 and 1 000 km<sup>2</sup>, their spillways are generally ungated with a corresponding loss of reservoir storage of between 20 and 40%. Their design could, in many cases, be improved by one or more of the following:
  - Better spillway designs to reduce the loss of storage.
  - Better utilization for flood mitigation by dams storing a large part of the annual flow.
  - Better siltation management for dams storing a small part of the annual flow, such as by sluicing via low level outlets.
- Flood mitigation could be improved by:
  - The design and operation of gated or ungated multipurpose dams taking in account the information from modern weather and floods forecasting systems.
  - Specific designs for dams devoted only to flood mitigation. Great savings could be made for dams which are used for only few days per century and which may therefore be able to accept limited waterproofing.

Some new opportunities for dam use may appear such as off-shore dams for energy storage or large tidal power plants or shore protection against the effects of typhoons, tsunamis and/or general sea level increase.

---

## 2. FACTEURS NON TECHNIQUES

---

### 2.1. GÉNÉRALITÉ

Durant la réalisation du projet de barrage et de la retenue, il y a un certain nombre d'étapes distinctes, chacune d'elles aura un rapport direct avec le coût. Les décisions prises au début peuvent avoir une influence sur le coût qui s'étalera jusqu'à l'achèvement du projet. Les décisions qui suivent peuvent aussi rendre une étape particulière plus onéreuse que nécessaire. Les chapitres ci-après considèreront les philosophies valables pour assurer l'efficacité des coûts à chaque étape et pour lever les barrières qui empêchent parfois les économies. Par commodité, elles seront exposées selon l'ordre chronologique normal depuis la conception jusqu'à l'achèvement du projet. Généralement, ces étapes peuvent être résumées comme suit :

- Identification du besoin.
- Conception du projet, au sens large, et options.
- Approbation et autorisation.
- Projet et spécification.
- Appel d'Offre.
- Construction.

Les mesures d'économie basées sur des considérations relatives à la construction seule sont limitées. Les possibilités d'économie, lors des différentes étapes indiquées ci-dessus, sont résumées dans cette section. De plus, des mesures d'économie substantielles peuvent être obtenues en considérant successivement le planning, la conception et les phases de construction. De telles mesures peuvent être considérées en général dans les sous-catégories suivantes :

- Concepts pour réduire le coût dans la phase du planning.
- Revue des normes techniques et des documents guides.
- Revue du projet et des méthodes de construction.
- Promotion des développements techniques.

Dans certains cas, comme pour la conception et les spécifications, les sujets sont traités séparément pour la clarté de l'exposé, alors qu'en réalité on montrera que toutes les étapes sont interdépendantes et forment un processus continu qui, de façon idéale, devrait être traité de cette manière pour assurer l'efficacité économique.

Beaucoup de sujets couverts ont déjà été mentionnés dans les précédents bulletins de la CIGB et, lorsque ce sera le cas, ces bulletins seront cités en référence pour une relecture complémentaire. D'autres sources seront aussi citées dans les références en tant que nécessaire.



---

## 2. NON-TECHNICAL FACTORS

---

### 2.1. GENERAL

During the realisation of a dam and reservoir project there are a number of distinct stages, each of which will have a direct bearing on cost. Early decisions can have a cost implication stretching through to completion. Later decisions can also make a particular stage more costly than it otherwise need be. The subsections below will consider the philosophies available to ensure cost effectiveness at each stage as well as mitigating those barriers which sometimes emerge to prevent cost-saving. For convenience they will be addressed in terms of the normal time history of such projects from conception to completion. Broadly speaking these stages can be summarized as:

- Identification of need
- Broad project conception and options
- Approvals and Permitting
- Design and Specification
- Tendering
- Construction

Cost reduction measures based on purely construction considerations are limited. Cost reduction opportunities based on all the above stages are summarised in this Section. In addition substantial cost reduction measures can be achieved by considering the planning, design and construction phases in series. Such measures can be considered under the following broad sub-categories:

- Concepts on reducing the cost in the planning phase
- Review of technical standards and guidelines
- Review of design and construction methods
- Promotion of technical developments

In some cases, such as design and specification, items may be addressed separately for clarity although in reality it will be shown that all stages are interdependent and form a continual process that, ideally, needs to be addressed as such in order to ensure cost effectiveness.

Many of the items covered have been mentioned in earlier ICOLD bulletins and, where this is the case, those bulletins will be referred to for further background reading. Other sources will also be drawn-upon for reference as necessary.

## **2.2. IDENTIFICATION DU BESOIN**

L'identification du besoin sera faite par un organisme gouvernemental ou privé qui désire fournir un service impliquant un stockage et une régulation des eaux, une surélévation du niveau d'eau ou, d'une certaine manière, le contrôle de la rivière. La nécessité de stocker et de régulariser les fournitures d'eau est particulièrement vitale pour les pays affectés par des pluies intermittentes et/ou irrégulières. Les utilisations principales des réservoirs peuvent être résumées comme étant pour :

- L'irrigation (la majorité des utilisations de réservoirs dans le monde).
- La fourniture d'eau potable.
- La production hydroélectrique.
- Le contrôle des crues.
- La navigation.
- L'environnement et/ou les loisirs.
- La recharge de la nappe phréatique.

## **2.3. CONCEPTION ET OPTIONS DU PROJET**

Ce n'est que lorsqu'un besoin particulier a été identifié que les solutions associées peuvent être considérées. La nature de ces solutions aura des effets directs et indirects sur les coûts. Une forme de technique valable pour évaluer et comparer les options du projet est le procédé appelé « Étude Technique de Valeur » (ETV). Ceci est décrit de façon plus détaillée dans le chapitre sur la Philosophie du projet mais, en général, il comprend une revue des variantes sous forme de séances de réflexion commune dégagée de toute idée préconçue et une analyse des variantes basée sur le besoin défini par ce projet particulier. D'autres techniques telles que les diagrammes de la « Technique du Calcul Fonctionnel » (TCF), peuvent être utilisées pour identifier et chiffrer les coûts des différents éléments du projet et leur fonction, afin de donner la priorité à leur importance et coûts, en tant qu'aide au procédé ETV.

Une sorte de coût direct sera attribuée au type de solution considéré et qui aura résulté du procédé ETV décrit ci-dessus. Si un certain type de barrage est sélectionné alors les possibilités d'économie dépendront de ce type et des variantes techniquement valables. Ceci est traité ailleurs dans ce bulletin.

Les décisions à ce stade du projet peuvent aussi conduire à d'autres coûts indirects dont celui, à l'étape suivante du projet, nécessaire pour obtenir son approbation. La coupure de la rivière aura un impact significatif sur l'environnement immédiat, l'écologie et toutes les personnes immédiatement affectées. Avec l'accroissement sensible de la pression des écologistes durant la dernière partie du 20<sup>e</sup> siècle, les bailleurs de fonds et les organismes gouvernementaux des pays démocratiques imposent des procédés rigoureux de consultation du public et d'étude d'impact. Ces procédés peuvent être trouvés d'habitude sur les sites internet des organisations concernées.

## **2.2. IDENTIFICATION OF NEED**

The identification for the need of a dam and reservoir will be by some governmental or private body that desires to provide a service involving stored and regulated water, a raised water level or some form of river control. The requirement for storing and regulating water supply is particularly vital in countries affected by intermittent and/or irregular rainfall. Principal reservoir uses can be summarized as being for:

- Irrigation of crops (the majority of reservoir use worldwide)
- Drinking water supply
- Hydropower production
- Flood control
- Navigation
- Amenity and/or recreation
- Groundwater recharge

## **2.3. CONCEPTS AND PROJECT OPTIONS**

It is only when a particular need has been identified that associated solutions can be considered. The nature of these solutions will have both direct and indirect effects on cost. One form of technique available for assessing and comparing project options is the so-called Value Engineering (VE) process. This is described in more detail in the subsection on Design Philosophy but broadly comprises listing alternatives in a form of brainstorming session, free of preconceptions, and then analysing those alternatives based on the defined need for a particular project. Other techniques such as the Function Analysis System Technique (FAST) diagrams can be used to identify and cost particular project elements and functions in order to prioritise their importance and cost as an aid to the VE process.

One form of direct costs will be attributed to the type of solution considered and which will have resulted from the VE process described above. If some form of dam is selected then the potentials for saving will depend on the type of dam and the technical alternatives available. These are considered elsewhere in this bulletin.

Decisions at this stage of the project may also lead to other, indirect, costs one of which will be the next stage of the process, gaining approval for the project. The damming of a river will have a significant impact on the immediate environment, ecology and any peoples immediately affected. Following a significant increase in environmental activist pressure in the latter part of the twentieth century, funding agencies and governmental bodies in democratic countries now feature rigorous processes for public consultation and environmental assessment. These can usually be found on the internet web sites for the organisations concerned.

Les enquêtes publiques sur les problèmes de personnes et d'environnement peuvent conduire à des retards considérables dans l'implantation du projet, avec des augmentations importantes de coût et ont conduit parfois à l'abandon du projet. Les « approbation et autorisation » seront abordées dans le prochain chapitre, mais de façon claire, il est important que ce type de problème pouvant se poser soit traité à ce stade précoce du projet. Pour ce faire, il est vital que l'équipe développant la conception du projet comprenne non seulement le client et les projeteurs, mais aussi des spécialistes en environnement, sociologie et droit.

À ce stade il peut y avoir une réticence naturelle des clients à fournir beaucoup d'information sur les potentialités du projet pour éviter d'attirer la publicité adverse. En pratique, il est en général plus utile, et plus efficace à plus long terme, de démarrer la consultation avec les personnes qui pourront être affectées, même si ce n'est que de façon informelle, pour connaître leurs besoins et leurs problèmes pour que la conception du projet les intègre dès le début. Gagnant localement la confiance à ce stade peut être aussi un moyen d'éviter les rumeurs et d'amoindrir les actions des activistes extérieurs politiquement motivés. Ceci a été amplement démontré par P.T. Mulvihill en rapport avec le développement d'aménagements hydroélectriques en Nouvelle-Zélande (Review Worldwide, vol 11, No 5, Nov 2003, pages 18-23).

Il est aussi possible de faciliter l'implantation du barrage et du réservoir s'ils peuvent fournir un certain nombre de fonctions et de bénéfices listés dans le paragraphe 2.2. Les développeurs privés ont l'inconvénient de baser probablement leur profit sur une seule fonction telle que la fourniture d'électricité ou d'eau. Les gouvernements sont souvent capables de présenter des perspectives plus larges telles que la fourniture d'eau pour l'irrigation, mais aussi la fourniture d'électricité par les eaux relâchées, le développement régional, la création d'emplois, la navigation et les loisirs. De tels buts multiples n'améliorent pas seulement la viabilité du projet mais augmentent aussi le nombre d'individus et d'organismes pouvant en retirer des bénéfices et qui soulèveront donc moins d'obstacles au projet.

## **2.4. APPROBATION ET AUTORISATION**

Comme déjà indiqué, ceci est fortement lié au chapitre précédent dans la mesure où toutes les spécifications pour la procédure d'approbation et d'autorisation devraient, dans l'idéal, être satisfaites dès la phase de conception du projet pour éviter tout retard inutile dû à des objections. Dans la plupart des pays, il existe à présent une législation qui réglemente le processus d'approbation et d'autorisation des projets avec les mesures pour respecter les aspects environnementaux, socio-économiques et légaux, à mettre en place pour permettre au projet de progresser.

Lorsqu'un projet est financé par un organisme multilatéral, chacune des agences qui en font partie possède ses propres procédures internes et celles ci sont largement compatibles avec celles des autres.

Au stade de la conception, une étude environnementale globale considérera tous les aspects du projet. Elle inclura tous les aspects qui peuvent paraître négatifs

Public inquiries dealing with individual and environmental concerns can lead to considerable delays in project implementation, considerable increases in cost and, on occasion, these have led to projects being cancelled. Approvals and Permitting will be addressed in the next subsection, but clearly it is important that the types of issues that might arise are addressed at this, prior stage. For this to be done it is vital that the team developing the project concept comprise not only the client and designers but also specialists in the environment, sociology and legal requirements.

At this stage there can be a natural reticence on the part of clients to release too much information about a potential project so as to avoid attracting adverse publicity. In practice it is generally more useful and more cost-effective in the longer term, to start consulting with peoples who might be affected, albeit informally, in order to assess their needs and concerns so that concepts being developed can incorporate those needs at the earliest stage. Gaining local confidence at this stage can also be a way off offsetting rumour and mitigating the effects of external and politically motivated activism. This is amply demonstrated by P.T. Mulvihill in relation to developing hydro schemes in New Zealand (Hydro Review Worldwide, vol 11, No 5, Nov 2003, pages 18 – 23).

It is also likely to assist the process if the dam or reservoir can provide a number of the functions and benefits listed in subsection 2.2. Private developers have the disadvantage that they are likely to be basing the development on the benefits from just one particular function such as the provision of power or the provision of water. Governments are often able to show a much broader perspective such as the provision of reservoir to provide irrigation water, but which also produces power through such releases as well as providing general regional development, job creation and the provision of navigation and amenity. Such multi functioning will not only increase project viability but also increase the number of individuals and bodies who can see personal benefit in the project preceding and who are therefore less likely to raise objections.

## **2.4. APPROVALS AND PERMITTING**

As discussed this links strongly to the previous subsection on to the extent that all necessary requirements of the approvals and permitting process should, ideally, have been addressed at the concept stage so as to avoid unnecessary delays through objection. Most countries now have legislation in place which dictate the approval and permitting process and necessary environmental, socio-economic and legal safeguards which need to be in place to allow projects to proceed.

Where a project is being funded by a multilateral funding agency such agency will also have its own internal procedures and these are broadly compatible.

At the concept stage, an over-arching environmental assessment will consider all aspects of the project. These will include those aspects that may seem negative,

tels que la disparition d'habitat particulier ou de la faune ou de la flore aussi bien que les aspects positifs découlant du projet tels que la réduction de la pauvreté, la réduction d'émission de carbone grâce à la production d'énergie renouvelable. Tous ces aspects seront présentés sous la forme typique d'un diagramme matriciel coloré avec des teintes graduellement variées, du vert pour les aspects positifs au rouge pour les aspects négatifs pour que l'impact global du projet puisse être appréhendé de manière holistique. Le but serait, en utilisant ce diagramme, d'essayer d'éliminer, ou au moins d'atténuer, tous les aspects négatifs et par conséquent d'augmenter le bénéfice du projet. Naturellement, il faut reconnaître que si ce processus révèle un impact environnemental particulièrement sévère, tel que la destruction d'un trésor archéologique ou l'élimination d'un habitat unique, cela peut empêcher la poursuite du projet.

En supposant que le processus d'approbation et d'autorisation ait eu lieu, il est probable qu'un certain nombre de mesures de sauvegarde soient demandées au développeur durant la construction et par la suite. Ceci peut inclure des compensations ou des restrictions sur l'exécution des travaux qui pourront avoir une influence sur les coûts. Concernant l'exécution des travaux, il sera particulièrement utile de rechercher l'avis de l'entrepreneur si des restrictions sur le chantier doivent être négociées afin de les appliquer de la manière la plus efficace pour les coûts. De telles mesures consisteront probablement à donner du travail aux habitants sur place, à minimiser les bruits, la poussière et les autres nuisances sociales et peut-être à fournir des solutions alternatives pour le transport de la population locale à un moment où les routes et autres accès sont en train d'être déviés. Ceci aura des impacts directs sur le travail du chantier qui seront les mieux évalués par un entrepreneur expérimenté.

## **2.5. LE PROJET**

Le projet des différents types de barrage et de réservoir est traité dans une autre partie de ce bulletin, mais le projet peut aussi être considéré en termes de philosophie générale et de technique. Ceux-ci sont aussi importants si l'efficacité économique doit être obtenue. Le projet peut être conduit suivant les règles et les critères utilisés en tant qu'hypothèses de base mais aussi par l'approche utilisée dans le processus de projet. Ceci est discuté ci-dessous.

### **2.5.1. Critères de projet**

Des pratiques codifiées standardisées peuvent être utilisées pour le projet d'éléments particuliers de l'aménagement, tels que la structure en béton armé de la prise d'eau. Cependant, de telles règles sont mieux utilisées pour guider un jugement basé sur l'expérience dans le cas d'ouvrages prototypes, tels que les barrages pour lesquels la géologie, la topographie et les spécifications de performances sur chaque site sont différentes. Ceci a été discuté dans les nombreux bulletins antérieurs de la CIGB tels que le Bulletin 61 (Critères de projet des barrages. La philosophie du choix) et le Bulletin 73 (Économies dans la construction des barrages). Dans le Bulletin 61, un commentaire est fait : « Les codes devraient

such as the loss of a particular habitat or fauna or flora as well as those positive benefits that will accrue from the project such as poverty alleviation and carbon reduction through the production of power from a renewable source. Typically all these aspects are presented in the form of a matrix diagram and coloured in gradations from green for positive to red as negative so that the overall impact of the project can be assessed in a holistic fashion. The focus would then be, using such a diagram, to try to eliminate, or at least mitigate any negative aspects and hence increase overall project benefit. Of course it must be recognised that if this process reveals a particularly severe environmental impact, such as the destruction of an archaeological treasure or the elimination of a unique habitat, this may prevent the project proceeding.

Assuming that the approval and permitting process is successful it is likely that a number of safeguards will be required from the developer, both during construction and subsequently. These may involve compensation or may involve restrictions on working practice. Both will have cost impacts. In the case of working practice it will be especially useful if contracting advice is sought while restrictions on working practice of being negotiated in order that they may be achieved in the most cost-effective manner. Such measures are likely to involve providing work for local inhabitants, minimising noise, dust and other social nuisance and possibly the provision of alternative transport for the local population at times when roads and other access routes are being realigned. These will all have a direct impact on site working and their impacts are best judged by an experienced contractor.

## **2.5. DESIGN**

The design of alternative types of dam and reservoir are considered in another part of this bulletin, but design can also be considered in terms of generalised philosophy and technique. These are also important if cost effectiveness is to be achieved. Design can be driven by the rules and criteria used as part of the basic assumptions but also by the approach used in the design process. These are discussed below.

### **2.5.1. Design Criteria**

Standardised codes of practice may be used for the design of discrete elements of a dam, such as a reinforced concrete intake structure. However, such rules are best used for guiding experienced judgement in the case of unique, one-off, structures such as dams where the geology, topography and performance requirements at each site will be different. This has been discussed in a number of previous ICOLD bulletins such as 61 (Philosophy for Selecting Dam Design Criteria) and 73 (Savings in Dam Construction). In Bulletin 61, the comment is made that, “ Codes should be used by the engineering profession as guidelines for dam design rather than as rigid rules which should be followed without question and

être utilisés par la profession de l'ingénierie comme guides pour le projet de barrage plutôt que comme règles rigides qui devraient être suivies sans discussion et sans considérer les variations qui seraient justifiées dans certains cas ». Ceci est amplifié dans le Bulletin 73 par cette affirmation : « Il est faux de croire, et malheureusement certains le croient encore, que pour assurer la sécurité d'un barrage, il suffit de suivre les règlements, les standards et autres codes qui ont été publiés dans de grands pays industrialisés et qui sont imposés partout ».

### **2.5.2. Correction des erreurs de conception**

Des hypothèses sont parfois faites durant le processus du projet et sont basées sur une conception erronée. Bien que les projets qui en résultent ne soient pas toujours préjudiciables, ils peuvent néanmoins être inutilement coûteux. Des exemples sont donnés de certaines de ces erreurs de conception les plus courantes, avec les commentaires appropriés :

- *Il est toujours nécessaire de minimiser les quantités de matériaux* – De plus grands volumes de matériaux peuvent se révéler moins coûteux que de petits volumes là où le plus grand volume permet d'être moins exigeant sur les spécifications telles que des détails de construction moins onéreux ou l'utilisation de matériaux demandant moins de traitement.
- *Les barrages en remblai sont toujours l'option la moins chère* – Les barrages en béton peuvent se révéler moins chers quand il s'agit de barrages devant laisser passer des crues significatives. Le corps du barrage peut être utilisé comme évacuateur de crues avec la possibilité d'adopter une crue de projet plus faible, étant donné la capacité du barrage à résister à un débordement. Dans d'autres cas, la combinaison de barrages en béton et en remblai, soit côte à côte, soit mixte, peut être la solution la plus économique.
- *Les évacuateurs de crue vannés produisent toujours les barrages les moins chers* – Les évacuateurs non vannés sont les constructions les plus économiques quand l'augmentation de hauteur du barrage, nécessaire pour répondre à l'élévation du plan d'eau due à la crue, est compensée par un coût plus bas de la construction et de la maintenance et une plus grande fiabilité. En fait, des combinaisons d'évacuateurs vannés et non vannés peuvent produire le meilleur équilibre entre la sécurité et le coût.
- *Les fondations doivent être aussi étanches que possible* – Il est possible de réduire les spécifications sur l'étanchéité des fondations lorsqu'il existe de toute façon des contraintes de restitution d'eau à l'aval.
- *Les bétons à haute résistance sont toujours les meilleurs* – Des bétons avec un dosage réduit en ciment et une plus faible résistance peuvent être tout à fait acceptable dans beaucoup de cas, pourvu que les problèmes de durabilité soient traités.
- *Il est toujours nécessaire d'établir le projet pour la pire crue* – La crue maximale ou de survie, doit être déterminée sur la base des risques et dangers à l'aval et les ouvrages de crue peuvent être optimisés sur une « crue de projet » plus faible.



without consideration of variations which may be justified in particular cases ”. This is amplified further in Bulletin 73 by the statement that “ It is wrong to believe, as unfortunately some still do believe, that a dam can be made safe simply by scrupulously following regulations, standards, rules and codes of practice issued by the leading industrialised countries and adopted all over the world ”.

### **2.5.2. Correcting Misconceptions**

Assumptions are sometimes made during the design process based on prejudice or misconception. While the designs produced may not be detrimental they can, nevertheless, be unnecessarily expensive. Examples are given of some of the more common misconceptions, with appropriate comments:

- *It is always necessary to minimise material quantities* – Larger volumes of material can prove less expensive than smaller volumes where the large volume allows a relaxation of specifications such as less onerous construction detailing or the use of material with a lower processing requirement.
- *Embankment dams are always the cheapest option* – Concrete dams can prove less expensive when dams with significant flood requirements are involved. The dam body can then be used as the spillway and in association with a possibly lower design flood requirement, given its ability to accommodate overtopping. In other cases combinations of concrete and earth dams, either side-by-side or as a hybrid, may prove to be the most cost effective solution.
- *Gated spillways always produce the cheapest dams* – Ungated spillways can result in more economic constructions when the additional dam height required to accommodate flood rise is offset by lower construction and maintenance costs as well as better reliability. In fact combinations of gated and ungated spillway may give the best balance between security and cost.
- *Foundations should always be sealed as well as possible* – It may be possible to reduce foundation sealing requirements where there is a requirement, anyway for compensation releases downstream.
- *High strength concrete is always better* – Reduced cement contents and lower strength concrete may be quite acceptable in many cases provided durability issues are also addressed.
- *It is always necessary to design for the worst flood* – The maximum, or survival, flood should be assessed on the basis of downstream hazard and risk and the flood works may be optimised around a lower “design flood”.

- *Les ouvrages de dérivation provisoire devraient être basés sur le passage des crues de fréquence de 1/20 à 1/100* – En fait cette fréquence peut être variable durant la construction et être basée à tout moment sur la valeur économique pondérée des ouvrages soumis au risque et sur l'étape de construction atteinte. Dans certains cas, des constructions saisonnières avec des débordements intermittents sur les ouvrages partiellement construits peuvent être économiques, spécialement dans le cas des barrages en béton.

### **2.5.3. Processus du projet – « L'étude technique de valeur »**

Il peut y avoir une tendance à copier de précédents projets ou dispositions. Du point de vue du projecteur et du maître d'ouvrage ceci apporte le confort d'un comportement acceptable déjà connu. Cependant, étant donné la variété des dispositions, il est hautement improbable qu'elles correspondent à présent à la solution la plus économique dans chaque cas. Dans certains cas, les projets ont été développés pour remplir un ensemble de besoins, lesquels ne s'appliquent pas ailleurs. De façon similaire, il peut exister une nouvelle contrainte dans un cas particulier qui n'a pas été pris en compte dans les projets précédents. Une telle procédure de standardisation a sûrement sa place mais a besoin d'être utilisée en association avec le processus du projet qui assure qu'il n'existe pas une autre variante significativement plus économique et aussi que toutes les autres contraintes ont été prises en compte. La technique ETV est utile pour résoudre un tel problème et a été discutée plus en détail dans le Bulletin 110 de la CIGB (Influence des règles, critères et spécifications sur les coûts).

Grosso modo, l'ETV comprend quatre phases distinctes:

- Orientation et information.
- Spéculation ou remue-méninges (brain-storming).
- Analyse critique.
- Examen critique et rapports.

À la phase orientation et information les contraintes essentielles du projet sont définies et toutes les données de base nécessaires au projet sont expliquées à tous ceux qui participent à la phase de remue-méninges. À la phase de spéculation ou remue-méninges, les idées venant des participants, libres de contraintes, libres de critiques, et sans la nécessité d'évaluer d'aucune manière l'utilité de l'idée, sont encouragées. L'intention est de favoriser une atmosphère créatrice dans laquelle même les idées purement spéculatives peuvent être avancées car elles pourraient en stimuler d'autres.

Dans la phase de revue de projet, les idées sont restreintes à celles qui répondent aux spécifications initiales et il est probable que la majorité des idées va être éliminée comme faisant partie seulement du processus de création. Certaines autres peuvent être conservées pour un usage ultérieur ou en cas de changement de spécifications. À cette phase aussi, les quelques idées, peu nombreuses, qui restent et qui remplissent les conditions initiales du projet sont évaluées du point de vue du coût.

À la phase de l'analyse critique, les idées acceptées et leur coût sont revus et pourvu que tous les autres aspects soient égaux, il est probable que la variante la

- *Diversion works should be based around passing floods with set annual probabilities, such as 1 in 20 or 1 in 100 years* – In fact the design flood frequency value may be variable during the construction and be based, at any one time, on the weighted value of the works at risk, based on the stage construction has reached. In some cases seasonal construction with intermittent overtopping of the partially constructed works can be cost effective, especially in the case of concrete dams.

### **2.5.3. Design Process – Value Engineering**

There can be a tendency to copy previous designs or arrangements. From the perspective of the designer and owner this can give the comfort of previous acceptable behaviour. However, given the variety of such standardised arrangements it is highly unlikely that they are at present the most economic solution in each case. In some cases designs may have been developed to fulfil a particular set of needs, some of which may not apply elsewhere. Similarly a new requirement may be needed in a particular case when it was not addressed to previous designs. Such standardisation does have its place but needs to be used in association with the design process which ensures that there is not a significantly more economic alternative and also that all design requirements have been addressed. A “Value Engineering” (VE) is a useful technique to address such issues and has been discussed in more detail in ICOLD Bulletin 110 (Cost Impacts of Rules, Criteria and Specifications).

Broadly speaking, Value Engineering comprises four distinct phases:

- Orientation and Information
- Speculation or Brainstorming
- Analysis
- Review and Reporting

At the orientation and information stage the essential requirements of the project are defined and any necessary background to the project is explained to those who are to participate in the speculation phase. At the speculation or brainstorming phase ideas are encouraged from the participants free of constraint, free of criticism and without the need to evaluate the usefulness of the idea in any way. The intention is to encourage a creative atmosphere in which even purely speculative ideas can be raised as these might stimulate others.

In the analysis phase the ideas are reduced to those which fulfil the original requirement and it is likely that the majority will be discarded as simply having been part of the creative process. Some others may be preserved for future use or in case requirements change. At this phase also, those few remaining ideas that fulfil the original requirement will be costed.

At the review stage the compliant ideas and their costs will be reviewed and, provided all other aspects are equal, it is likely that the most cost-effective

plus économique sera sélectionnée et recommandée. Il doit être noté ici que l'implication du client peut être aussi utile à ce stade car des variantes avec des coûts de construction similaires peuvent avoir dans le futur des coûts d'exploitation et de maintenance très différents et le client peut accorder un poids supérieur à ces derniers plutôt qu'aux premiers.

#### **2.5.4. Processus du projet – diagrammes TCF**

La technique TCF faisant appel à des diagrammes, peut être utilisée en tant qu'aide au procédé ETV et aussi pour comparer les coûts et les fonctions du projet. La technique TCF fait appel à un diagramme arborescent hiérarchisé qui contient le but ou la fonction de chaque élément du projet. Cette arborescence hiérarchisée dispose les fonctions en termes de contraintes primaire, secondaire, tertiaire, etc. La fonction de chaque élément est décrite sous forme de verbe et de nom. Quelques exemples simples sont indiqués ci-dessous :

- Barrage – remplir la retenue.
- Évacuateur de crues – passer les crues.
- Revanche – fournir la sécurité.
- Route – fournir l'accès.

Dans certains cas, les éléments du projet se combineront entre eux pour former un groupe fonctionnel. Les coûts peuvent alors être placés en face de chaque élément ou fonction et évalués en termes de position dans la hiérarchie. Alors que tous les éléments du projet peuvent être nécessaires, les coûts sont d'habitude largement liés à la hiérarchie. Une telle approche par diagramme peut indiquer où des coûts inutilement élevés sont consacrés à des problèmes qui sont peut être du troisième ou même du quatrième ordre par rapport aux fonctions principales.

#### **2.5.5. Processus du projet – Analyse de risque**

Le concept de risque est à présent une part intégrale de la plupart des études de projet et certainement en terme d'évaluation de la sécurité des barrages. En fait beaucoup ont fait valoir qu'il est plus approprié de projeter les barrages en termes de niveau de risque global plutôt qu'en termes de facteurs de sécurité arbitraires affectés à des éléments individuels.

Le plus fort développement des techniques pour évaluer la sécurité des barrages s'est produit probablement dans les années 1980 et 1990 avec de nombreuses agences dans différentes parties du monde proposant différentes approches. La méthodologie dominante est basée sur « l'arbre des défauts » ou « l'arbre d'évènements » dans laquelle on suppose la probabilité d'un évènement initial affectant un élément particulier du barrage et provoquant une réponse particulière. Par exemple si la crue maximale probable est combinée avec le défaut d'ouverture d'une ou plusieurs vannes de l'évacuateur de crue, cela peut conduire à une certaine probabilité de débordement sur la crête du barrage et encore à une autre probabilité d'apparition d'une érosion suffisante conduisant à une rupture ultime. De nombreux scénarios de ce type peuvent être assemblés pour évaluer la sécurité de l'ouvrage en entier. Ceci permet de mettre en évidence les zones de faiblesse et le risque global sur la sécurité. La méthode est discutée plus en détail dans le Bulletin 110 de la CIGB.

alternative will be selected and recommended. It should be noted here that client involvement can also be useful at this stage as ideas with similar construction costs may have very different future operation and maintenance costs and the client may prefer to weight the latter over the former.

#### **2.5.4. Design Process – FAST diagrams**

Functional Analysis System Technique, or FAST, diagrams can be produced as an aid to the Value Engineering process and also to compare cost against function within a project. The FAST technique requires a hierarchy tree diagram to be produced which contains the purpose, or function, of each project element. The hierarchy tree arranges the functions in terms of primary, secondary, tertiary, etc, requirements. The function of each element is described in terms of a verb and noun. Some simple examples are as follows:

- Dam - impound reservoir
- Spillway - pass floods
- Freeboard - provide security
- Road - provide access

In some cases project elements will combine together to form a group function. Costs can then be placed against each element or function and assessed in terms of position in the hierarchy. While all project elements may be required it is usual for costs to be broadly related to hierarchy. Such a diagrammatic approach can indicate where unnecessarily high costs are related to issues that are perhaps tertiary or even quaternary to the principal function.

#### **2.5.5. Design Process – Risk Analyses**

The concept of risk is now an integral part of almost all design work and certainly in terms of the safety evaluation of dams. In fact many have argued that it is more appropriate to design dams in terms of overall risk level than in terms of arbitrary safety factors allocated to individual elements.

The largest growth in techniques for evaluating dam safety probably occurred in the 1980s and 1990s with a number of agencies in different parts of the world proposing different approaches. The dominant methodology was based around “fault-trees” or “event-trees” in which the probability of an initiating event was assumed to affect a particular element of the dam causing a particular response. For example if a probable maximum flood was combined with the failure to operate one or more spillway gates this might lead to a certain probability of overtopping the dam crest and yet another probability of sufficient erosion occurring to lead to ultimate failure. A number of such scenarios could be assembled to evaluate the safety of the complete structure. This would highlight areas of weakness and overall safety risk. The method is discussed in more detail in ICOLD Bulletin 110.

Toutefois, de telles techniques sont apparues à l'origine dans des industries manufacturières où existent de nombreuses données sur les ruptures de composants individuels. Les arbres d'évènements peuvent s'appuyer de façon fiable sur de telles données et l'ensemble des probabilités de rupture appréhendé. Quoique des données sur les ruptures existent dans le cas des barrages, celles-ci sont moins standardisées. Les barrages sont spécifiques au site avec beaucoup de projeteurs et de matériaux impliqués. Chaque barrage est essentiellement un ouvrage unique. On a par conséquent trouvé que, bien que des probabilités théoriques puissent être fixées dans le cas des barrages, on ne peut avoir qu'une faible confiance dans les valeurs absolues obtenues.

À présent (2007), il y a une tendance à s'éloigner de telles valeurs absolues et à utiliser à la place des ordres de grandeur. Un risque particulier de rupture peut être décrit comme élevé ou faible ou peut-être avec des valeurs numériques attribuées simplement pour faciliter les comparaisons. La technique est encore utile comme valeur relative permettant la comparaison de différents projets et pour la comparaison approximative des niveaux de sécurité entre les différents aspects du même barrage, par exemple le risque d'érosion interne peut être comparé à un autre aspect tel que le risque de rupture par submersion.

De telles techniques permettent de détecter les points faibles et de les traiter, et aussi d'être moins exigeant dans les parties du projet qui sont peut être surdimensionnées, afin d'obtenir des économies. En tout dernier lieu, on peut voir que de telles techniques permettent d'avoir des projets équilibrés dans lesquels les niveaux de sécurité exigés sont atteints en tout point de l'ouvrage.

### **2.5.6. Processus du projet – Enregistrement des projets**

À la fin de tous les projets, un rapport est préparé. Il contiendra les détails des critères utilisés et les hypothèses faites durant le projet et un dossier de plans montrant les résultats. Il est toujours recommandé qu'un tel rapport soit basé sur un manuel tenu à jour pendant le déroulement du projet. En pratique les décisions sont prises de façon continue tout au long du projet, parfois basées sur les résultats du rapport de l'ETV, une revue interne, des arrangements passés ou souvent sur la base d'une exigence du client.

À moins que les justifications des décisions concernant le projet n'aient été enregistrées, il n'est que trop facile de faire arbitrairement des changements subséquents qui invalident une spécification fonctionnelle initiale ou, peut être, compromettent certaines intentions initiales. Une comparaison entre les enregistrements de telles décisions et les demandes initiales de l'ETV ou de la TCF est aussi une manière utile pour s'assurer que des coûts non nécessaires n'ont pas été introduits par inadvertance dans le projet.

Le coût pour maintenir un tel enregistrement à jour est plus que compensé par le travail efficace qu'il produit et par la manière avec laquelle les coûts du projet sont contrôlés. Une fois le projet terminé, il permet aussi de produire très efficacement le rapport final car l'enregistrement demandé est déjà en place.

However, such techniques had originated in manufacturing industries where extensive failure databases existed for individual components. Event trees could be reliably based on such databases and overall failure path probabilities assessed. Although such failure databases existed in the case of dams, dams are much less standardised. They are site-specific with many different designers and materials involved. Each one is, essentially, a unique structure. It was therefore found that although theoretical probabilities could be ascribed in the case of dams there could be little confidence about the absolute values thus achieved.

At the present time (2007), there has been a tendency to move away from such absolute values and to use instead, orders of magnitude. A particular failure risk can be described as high or low or perhaps have some numerical value ascribed to it simply to facilitate comparison. The technique is still useful as relative values allow different projects to be compared and for the approximate comparison of safety levels between different aspects of the same dam, for example the risk of internal erosion could be compared with another aspect such as the risk of failure to overtopping.

Such techniques allow weaknesses to be identified and addressed and can also allow cost-effective relaxation in areas which are perhaps over-designed. At the very least it can be seen that such techniques allow projects to be designed in a balanced way in which required levels of security are achieved throughout the structure.

#### **2.5.6. Design Process - Design Record**

On the completion of any design, a design report is prepared. This will contain details of criteria used and assumptions made during the course of the design as well as a set of drawings showing the result. It is always to be recommended that such a design report is based on an on-going design manual maintained while the project is proceeding. In practice decisions are made continuously throughout the design process, sometimes based on the results of a VE report, an internal review, past precedent or often on the basis of a client requirement.

Unless the reasons for design decisions are recorded it is all too easy for subsequent changes to be made arbitrarily which nullify an earlier functional requirement or perhaps compromise some earlier intention. Comparing the record of such design decisions against earlier VE or FAST requirements is also be useful way of ensuring that unnecessary costs are not been inadvertently introduced into the project.

The cost of maintaining such an ongoing record is more than offset by the efficient working it produces and by the manner in which project costs are controlled. Once the design is complete it also enables the final design report to be produced very efficiently as the required record is already in place.

## 2.6. SPÉCIFICATIONS

De façon idéale, les spécifications devraient être préparées en même temps que les hypothèses du projet. En pratique, elles sont invariablement préparées une fois que le projet est complet et sur la base de spécifications précédentes d'autres projets ou de « spécifications standardisées maîtresses ».

Il y a toujours le danger dans ces cas que des spécifications au-delà du nécessaire se produisent. Les « spécifications standardisées maîtresses » en particulier sont faites pour parer à toutes éventualités et par conséquent tendent à aller du côté d'un excès de précaution. Quoique ceci soit sage sur le plan du principe, il peut conduire à des résultats inutilement onéreux dans la pratique. Quelques exemples sont donnés ci-dessous :

- Les spécifications concernant les ouvrages provisoires peuvent souvent être nettement moins strictes que pour les ouvrages définitifs.
- Des expressions telles que “meilleures pratiques” sont imprécises et peuvent conduire à des travaux non nécessaires.
- La nécessité de recueillir des échantillons à intervalles réguliers durant la mise en place des barrages en remblai, interrompra la construction et n'est pas nécessaire, pourvu que des essais adéquats aient été exécutés au préalable et les méthodes de travail contrôlées selon ces essais.
- Dans un barrage en béton, il n'est pas nécessaire de produire un parfait joint chaud à chaque reprise de bétonnage horizontale, si le projet de ce barrage a de fait adopté un critère de plus faible résistance au glissement.
- Les spécifications de performance qui définissent un résultat ou une nécessité à la fin de la construction donnent plus de liberté à l'entrepreneur pour réaliser des économies que celles qui définissent la méthode de travail.
- Les clauses de l'ETV dans les spécifications peuvent permettre aux entrepreneurs de proposer des variantes plus économiques lorsque les économies réalisées sont ensuite partagées entre l'entrepreneur et le client selon une formule prédéfinie. Il est important dans ces cas d'inciter aussi le projecteur à évaluer de telles propositions.
- Des spécifications adaptées aux matériaux valables localement produisent invariablement un coût de projet plus faible que des spécifications arbitraires nécessitant l'importation ou le traitement des matériaux.

## 2.7. APPEL D'OFFRES ET DISPOSITIONS DU CONTRAT

### 2.7.1. Généralités

Transformer le projet, préparé en insistant sur les réductions de coût, en un produit final économique, nécessitera un type de contrat par lequel l'entrepreneur s'engage pour la construction. Comme la phase de construction contiendra les coûts les plus élevés, il est important que la forme du contrat soit choisie de telle manière que l'objectif du coût total effectif soit maintenu. Ce chapitre traite des facteurs variés qui doivent être considérés pour des appels d'offres produisant des coûts effectifs.



## **2.6. SPECIFICATIONS**

Ideally specifications should be prepared alongside design assumptions. In practice they are invariably prepared once the design is complete and on the basis of previous specifications from other projects or from standard master specifications.

There is always the danger in such cases that over-specification may occur. Standardised master specifications in particular are intended to accommodate any eventuality and therefore tend to err on the side of caution. While this is wise in principle it may produce unnecessarily onerous results in practice. Some examples are as follows:

- Specifications intended for permanent works can often be relaxed significantly for temporary structures.
- Phrases such as “ best practice ” are imprecise and can lead to unnecessary work.
- Requirements to sample embankment fill at regular intervals during placement will interrupt construction and are unnecessary provided that adequate trials have been carried out beforehand and working methods are being controlled according to those trials.
- It is unnecessary to produce perfect “ green-cutting ” on each horizontal lift within the concrete dam if the dam design has, in fact, been based around a lower internal sliding criteria.
- Performance specifications that define an end-result or requirement allow the contractor greater freedom to achieve economies than ones which define the working method.
- “ Value Engineering ” clauses within specifications can allow contractors to propose cost saving alternatives where savings achieved are then split between the contractor and client according to a pre-defined formula. It is important in such cases that the designer is also incentivised to evaluate such proposals.
- Specifications adapted around locally available materials will invariably produce a lower project cost than arbitrary specifications requiring the importation or processing of materials.

## **2.7. TENDERING AND CONTRACT ARRANGEMENTS**

### **2.7.1. General**

Translating the design, prepared with a focus on cost reduction, into a cost-effective end product will require some form of contract by which a contractor is engaged to carry out the construction. As the construction phase will contain the greatest project costs it is important that the form of contract is selected in such a way that the focus on overall cost-effectiveness is maintained. This subsection addresses various factors which need to be considered for cost-effective tendering.

### 2.7.2. Présélection

Une des premières décisions requises lors de la préparation des appels d'offres est de savoir s'il faut présélectionner des entreprises ou avoir un appel d'offres ouvert. Une présélection peut comprendre une invitation directe aux entreprises désirées ou elle peut simplement impliquer un processus de présélection dans lequel n'importe quelle entreprise pourra soumettre ses références pour évaluation afin d'être sélectionnée dans un processus complet d'appel d'offres. Il y a des avantages et des inconvénients dans chacune de ces approches.

Les barrages sont des structures spécialisées et idéalement seules des entreprises expérimentées impliquées dans ce type de construction devraient être admises à concourir. Lorsqu'un financement multilatéral est impliqué, il peut être nécessaire d'avoir des entreprises de pays variés. Lorsqu'un financement bilatéral est impliqué, la consultation peut être limitée aux entreprises du pays ayant fourni le financement bilatéral. Généralement, le nombre d'entreprises est limité au mieux entre quatre et six. Un nombre plus faible pourrait ne pas produire une compétition suffisante dans le processus d'appel d'offres tandis que s'il y a un nombre nettement plus grand d'entreprises admises à concourir, beaucoup d'entre elles verront une faible chance de l'emporter et seront ainsi peu disposées à dépenser beaucoup d'effort pour optimiser leur offre.

Un avantage de la présélection c'est qu'on s'assure que seules les entreprises avec un niveau correct de compétence seront invitées à préparer des offres complètes. Un inconvénient est que si on reçoit une offre particulièrement décevante en termes de qualité, mais qui par ailleurs est très compétitive du point de vue des prix, il sera difficile de rejeter l'entreprise vu qu'elle est déjà passée à travers le processus de la présélection.

Comme pour beaucoup d'aspects de travaux de barrage, chaque ouvrage et chaque situation sont, en grande partie, uniques et les spécifications ont besoin d'être rédigées sur mesure et adaptées aux circonstances entourant un barrage particulier.

### 2.7.3. Types de contrat

Il y a beaucoup de types de contrat qui peuvent être utilisés et les principaux sont résumés ci-dessous :

- *Traditionnel* – dans lequel le client retient séparément un projeteur, un entrepreneur et un superviseur pour la construction. Une variante commune de ceci est que le projeteur est aussi engagé comme superviseur pour la construction. C'est essentiellement une forme de contrat entre adversaires dans lequel les gains d'une partie, telle que l'entrepreneur, requiert invariablement une perte pour l'autre partie telle que le client. De tels contrats impliquent en général de nouveaux métrés et devis définitifs pour établir le coût final.
- *Clé en main* – dans lequel le client retient un entrepreneur pour prendre la responsabilité de livrer le projet complet et dans lequel l'entrepreneur est aussi responsable des études. De tels contrats sont, en général, à prix fixe.
- *Ingénierie, Procuration, Construction* (souvent désigné par l'acronyme en anglais EPC) – est essentiellement une variante du procédé du « clé en main »,

### 2.7.2. Pre-selection

One of the first decisions required as part of the preparation for tendering is whether to pre-select contractors or whether to go out to an open bid. Pre-selection can comprise a direct invitation to desired contractors or it can simply involve a pre-selection process in which any contractor may submit his credentials for evaluation in order to be selected for a full bid process. There are advantages and disadvantages to each approach.

Dams are specialised structures and ideally, only contractors experienced in the types of construction involved should be selected to bid. Where multilateral funding is involved there may be requirement to have contractors from a variety of countries. When bilateral funding is involved contractors may be limited to the country providing the bilateral funding. Broadly speaking the number of contractors is best limited to between four and six. A lesser number may not produce sufficient competition in the bid process while if a significantly greater number of contractors are allowed to bid, many contractors will see little likelihood of winning and so will be loath to expend much effort in optimising their bid.

One advantage of pre-selection is that one can normally ensure that only contractors with the right level of competence are invited to prepare full tenders. One disadvantage is that if a particularly disappointing bid is received, in terms of quality, but which is otherwise very price-competitive, it will be difficult to reject the contractor given that he has already gone through a pre-selection process.

As with so many other aspects of dam work, each dam and each situation is, to a large extent, unique and requirements will need to be tailored and adapted to fit the circumstances around a particular dam.

### 2.7.3. Form of Contract

There are very many forms of contract which may be used and the principal ones can be summarised as follows:

- *Traditional* – in which client retains a separate designer, contractor and construction supervisor. A common variant on this is for the designer to also be engaged to act as the construction supervisor. It is essentially an adversarial form of contract in which gains by one party, such as the Contractor, invariably require a loss by another party such as the client. Such contracts usually involve re-measurement to establish final cost.
- *Design Build (Turnkey)* – in which the client retains a contractor to take responsibility for complete project delivery and in which the contractor is also responsible for design. Such contracts are usually to a fixed price.
- *Engineer, Procure, Construct (EPC)* – is essentially a variant on the turnkey process, in which an engineering company takes responsibility for project

dans lequel un bureau d'études prend la responsabilité de livrer le projet et gère tous les aspects y compris toutes les études, obtentions d'autorisation et constructions nécessaires. Ceci peut être fait sur la base d'un prix fixe ou par un nouveau métré et devis définitif basé sur un bordereau de prix agréé à l'avance.

- *Construire, Posséder, Exploiter et Construire, Posséder, Exploiter, Transférer* (souvent désignés par les acronymes en anglais BOO et BOOT) – Ces contrats vont vers une étape de plus et demandent à l'entrepreneur non seulement de construire l'aménagement mais aussi de l'exploiter pendant une certaine période après la construction. Cela incite l'entrepreneur à maintenir la qualité et la facilité d'exploitation et d'être sûr que les « problèmes de jeunesse » du début ont été réglés avant que le maître d'ouvrage n'ait pris possession de l'aménagement.
- *Partenariat* – dans lequel le client retient un projeteur pour travailler pour lui pour un contrat de construction séparé. Lorsqu'il y a une association entre le projeteur et l'entrepreneur, le résultat est généralement une sorte de contrat « clé en main » ou d'EPC.
- *Alliance* – est une forme de contrat relativement nouvelle dans la construction des barrages mais implique le client, l'entrepreneur et le projeteur qui se rassemblent pour former une équipe de projet dans laquelle les risques sont également partagés. L'équipe développera le projet et estimera le coût de livraison. Les dépassements de coûts éventuels seront comparés à l'estimation du coût initial. Les économies seront partagées entre les parties en termes de profits supplémentaires sur la base d'un accord préalable. De la même manière, les dépassements de coût seront répartis de façon analogue. C'est une forme de contrat particulièrement performant car il incite toutes les parties contractantes à travailler ensemble et de se concentrer sur un aménagement économique, mais avec une qualité assurée par l'inclusion du client éventuel et de l'utilisateur. À la 22<sup>e</sup> Conférence de la CIGB à Barcelone en 2006, la Réponse 51 à la Question 84a donne un exemple de l'utilisation d'une telle association pour l'amélioration de la capacité de l'évacuateur de crue du barrage d'Eildon en Australie.

Pour chacune des formes de contrats, il peut y avoir de nombreuses variations subtiles, par exemple si le coût de livraison doit être basé sur le devis final révisé ou sur un devis fixe. D'autres variantes peuvent faire appel à des prix objectifs ou, autre variante, aux prix de base plus un profit agréé à l'avance, appelé encore « coût-plus ». Toutes ces variantes ont des avantages et inconvénients. Certains autres aspects associés à des conditions particulières du contrat sont discutés ci-dessous.

Un des facteurs les plus significatifs affectant d'éventuels dépassements de coût peut être la base sur laquelle les offres sont évaluées. Il y a une tentation pour choisir simplement l'offre la moins chère, spécialement quand tous les soumissionnaires ont été pré-qualifiés. En pratique, il y a probablement quelques différences entre les qualités techniques des offres et aussi entre la compréhension des spécifications par les soumissionnaires. Il est fortement recommandé que ces facteurs soient aussi pris en compte sous la forme de scores techniques qui peuvent alors être utilisés pour ajuster les prix des offres.

On doit aussi noter que lorsque l'attribution des offres est basée seulement sur le prix le plus bas, et que les soumissionnaires en sont conscients, il peut y avoir une

delivery and manages all aspects including any design, procurement and construction required. This too may be on a fixed-price basis or a re-measured basis using pre-agreed rates.

- *Build, Own, Operate (BOO)* and *Build, Own, Operate, Transfer (BOOT)* – contracts go one step further and require the contractor to not only construct the plant but to operate it for a set period after construction is complete. This incentivises the contractor to maintain quality and ease of operation as well as ensuring that any initial teething problems are dealt with prior to the eventual owner taking over.
- *Partnerships* – in which the client retains a designer to work with him in order to let a separate construction contract. Where the partnerships are between the designer and contractor the result is generally a turnkey or EPC type of contract.
- *Alliancing* – is a relatively new form of contract in dam construction but involves the client, contractor and designer coming together to form a project team in which risks are shared equally. The team will develop the design and estimate the delivery cost. Eventual outturn costs will be compared to that initial estimate. Cost savings will be shared between the parties in terms of additional profit on a pre-arranged basis. In the same way, cost overruns will be similarly apportioned. This is a particularly powerful form of contract as it incentivises all contracting parties to work together and focus on cost-effective delivery, but with quality ensured by the inclusion of the eventual client and user. At the 22nd ICOLD Conference in Barcelona in 2006, Reply 51 to Question 84 gave the example of the use of such an alliance based at contract for upgrading the spillway capacity at the Eildon dam in Australia.

Within each form of contract there may be the number of subtle variations, such as whether the project delivery cost is to be placed on the final re-measurement or against a fixed-price. Other variants may involve the use of a target price or alternatively base-costs plus pre-agreed profit, a so called cost-plus basis. All such variants have advantages and disadvantages. Some other aspects associated with particular contract conditions are discussed below.

One of the most significant factors affecting eventual outturn costs may be the basis on which bids will be evaluated. There may be a temptation to simply choose the cheapest bid, especially when all the bidders have been pre-qualified. In practice there is likely to be some differences between the technical qualities of the bids and also between the tenderers' understanding of requirements. It is strongly recommended that these factors are also taken into account in the form of technical scores for the bids which can then be used to adjust bid prices.

It should also be noted that where bid award is based on only the lowest price and the bidders are aware of this, there may be a tendency to offer prices which are

tendance à offrir des prix plus bas que ceux pour lesquels le projet peut être réalisé. Dans un tel cas, le résultat est invariablement une focalisation de l'entreprise gagnante sur des réclamations pour obtenir de l'argent supplémentaire et pour s'assurer un éventuel profit. L'effort produit par toutes les parties, en contestant et en évaluant de telles réclamations, conduira à des dépassements de coûts supplémentaires aussi bien qu'à détourner l'effort pour obtenir une bonne qualité technique. Le même effort aurait été bien mieux dirigé vers l'achèvement d'un projet réussi et ce but aurait été mieux atteint si on s'était mis d'accord sur des prix corrects et réalistes au moment de l'appel d'offres.

#### **2.7.4. Aspects particuliers**

L'impact de la durée de construction sur le coût est aussi discuté au chapitre 3 du Bulletin 73 de la CIGB. Cette durée contractuelle est toujours un contentieux et elle peut être vue de différentes manières par les différentes parties contractantes. Généralement, on peut montrer par une analyse financière simple qu'il est en général plus efficace pour les clients, du point de vue du coût, de réceptionner les aménagements 10 % en avance plutôt que de recevoir une réduction directe du coût de 10 %, car les intérêts sur les emprunts sont diminués et les profits tirés du projet arriveront plus tôt.

Cependant, le but et la nature de l'aménagement et de la retenue sont aussi des facteurs à prendre en compte. Si les crues sont saisonnières, alors en perdant un mois particulier pour le remplissage du réservoir, on pourrait retarder la rentabilité de l'aménagement pour une année supplémentaire. La même chose pourrait s'appliquer aux réservoirs pour l'irrigation si on manque une saison particulière de mise en culture. Dans les deux cas, toute accélération dans la construction doit être d'une année complète pour donner des bénéfices appréciables. À l'inverse les retenues hydroélectriques peuvent généralement être utilisées pour produire des bénéfices dès qu'elles sont remplies et ainsi tout achèvement en avance pourra être bénéfique.

En sens inverse, les entrepreneurs comme les projeteurs peuvent arguer que tout délai supplémentaire leur permettra de développer des projets ou des techniques plus efficaces du point de vue du coût. Même de grandes compagnies ne peuvent pas toujours disposer d'équipes de direction prêtes immédiatement dès que le contrat a été emporté. En donnant plus de temps pour l'analyse et le planning du projet au début, tous pourront en tirer des bénéfices, si c'est conduit de manière appropriée. De façon claire, il y a un équilibre à trouver entre ces positions et celle du client et chaque cas aurait besoin d'être examiné avec ses propres mérites.

Le partage des risques est un autre contentieux, comme les années récentes ont montré une prépondérance croissante des clients pour reporter sur l'entrepreneur tous les risques de délai et de coût. Bien qu'en théorie cette pratique puisse donner au client le sentiment d'avoir un résultat prévisible, elle est souvent associée à un coût supplémentaire significatif. Lorsqu'on a demandé aux entreprises de construction de barrages de fournir en variante soit des prix basés sur la méthode conventionnelle soit des prix en acceptant tous les risques, elles ont ajouté typiquement entre 15 % et 25 % d'aléas pour couvrir de tels risques.

De telles spécifications contractuelles sont souvent dictées par des individus ayant peu de connaissance ou de compréhension des problèmes d'ingénierie

below those for which the project can be realized. In such cases the result is invariably a strong focus on the successful contractor on contractual claims in order to gain additional monies and to ensure that he makes an eventual profit. The effort expended by all parties in contesting and evaluating such claims will result in additional overall cost as well as diverting effort away from technical quality. The same effort would be far better directed on successful project delivery and this is best achieved if a fair and realistic price for the work is agreed at the time of tender.

#### **2.7.4. Particular aspects**

The impact of construction time on cost is also discussed in Chapter 3 of ICOLD Bulletin 73. Contract time is always a contentious issue and may be viewed in different ways by the different contracting parties. Broadly speaking it can be shown from simple financial analysis that it is generally more cost-effective for clients to receive projects 10% sooner than planned than to receive direct cost reductions of 10%. This is because interest payments on loans will be reduced and project benefits will start to accrue sooner.

However, the purpose and nature of the scheme and reservoir will also be a factor. If flood flows are seasonal then missing a particular month for reservoir impounding could delay the effectiveness of the scheme for a further year. The same may apply in the case of irrigation reservoirs if a particular planting season is missed. In both cases any acceleration in construction may need to be by a whole year to give any appreciable benefit. Conversely hydropower reservoirs can generally be used to yield benefits whenever they are completed and so any early completion may be beneficial.

Conversely both contractors and designers are likely to argue that additional time will allow them to develop more cost-effective designs or develop more cost-effective construction techniques. Even large companies will not always be able to make appropriate staff available immediately a new contract has been won. Allowing more time for review and planning at this early stage can reap benefits for all if directed properly. Clearly there will be a balance between these positions and that of the client and each case will need to be assessed on its own merits.

Risk sharing is another contentious issue as recent years have shown an increased preponderance for clients to off-load all cost and time risks to contractors. While in theory this may give the client the feeling of a predictable outturn it may well be associated with significant additional cost. Where contractors on dam projects have been asked for alternative prices based both on conventional re-measurement and on accepting all risks, contractors have added contingencies to cover such risks of typically between 15 and 25%.

Such contractual requirements are often dictated by individuals with little knowledge or understanding of the engineering issues involved. Broadly speaking

impliqués. En général, le type d'offre le plus efficace du point de vue des coûts est probablement celui où les risques sont partagés entre chacune des parties qui ont la capacité de les contrôler. Par exemple lorsque le risque dépend directement de la technique de construction de l'entreprise il est approprié que ce risque soit placé sur l'entrepreneur. Lorsque ce risque est dû à des conditions imprévues du sol ou d'autres aspects en dehors du contrôle de l'entrepreneur, il devrait mieux être porté par le client, sur la base du jugement honnête et équitable d'un ingénieur indépendant.

Dans les cas extrêmes, le fait de forcer une entreprise à accepter un prix fixe peut la conduire à une éventuelle banqueroute ou à se mettre en liquidation. L'expérience a montré, dans de tels cas, que les supposées mesures de sécurité, telles que les garanties, apparaissent illusoires et le client peut se trouver face à une réelle et significative augmentation des coûts en s'adressant à une autre entreprise pour reprendre et achever le chantier.

Les clauses de la méthode ETV peuvent se révéler une incitation puissante pour des économies à mesure que les travaux progressent. De telles clauses permettent à l'entrepreneur de présenter des variantes de projet ou des méthodes de construction avec des coûts réduits. De telles propositions seront évaluées par le projeteur et, s'il accepte, l'économie est partagée dans des proportions convenues entre l'entrepreneur et le client. Les proportions peuvent être de 50/50 mais, dans certains contrats, elles sont pondérées en faveur du client.

Lorsque de tels arrangements pour la construction selon l'ETV sont en place, on demandera à l'ingénieur de projet indépendant de faire les évaluations nécessaires. Ceci doit être fait honnêtement et équitablement sur la base du remboursement du temps passé. Clairement, pour que l'approche globale soit effective, il est nécessaire qu'il existe des incitations pour toutes les parties contractantes, y compris pour cet ingénieur qui peut aussi en tirer un bénéfice direct.

Un exemple de l'approche de l'ETV pour optimiser les coûts de construction des barrages est cité par Dunstan, (Hydropower & Dams, Vol 9, Issue 3, 2002, pages 71 – 75). Dans cet exemple, le fait de conserver des méthodes de construction simples a conduit à augmenter le taux de production du BCR dans le barrage d'Olivenhain de 97 m de haut aux USA.

La majorité des contrats de barrage mettront en évidence des variations de prix, souvent relatives aux conditions de sols. Des aléas sont généralement prévus pour cela. Les entrepreneurs peuvent recevoir cet argent supplémentaire à travers des avenants, réclamations, procédures de révision de dispute, médiation et arbitrage. Ces procédés peuvent prendre du temps, ce qui à son tour peut impliquer des coûts supplémentaires, tandis que le dernier en particulier peut avoir de très substantiels coûts directs associés. Les procédures de révision de dispute et de médiation sont des innovations récentes, introduites dans le but de produire des formes d'audition indépendantes et avec l'espoir d'éviter aux parties contractantes de s'engager dans des litiges.

## **2.8. CONSTRUCTION**

La phase de construction est celle qui impliquera la plus grosse dépense d'un projet de barrage et par conséquent, on peut dire, celle qui a le plus gros potentiel



the most cost-effective type of bid is likely to be one where risk sharing is based on each contracting party's ability to control them. For example where the risk is directly dependent on the contractor's construction technique it is appropriate for that risk to be placed on the contractor. Where the risk is due to unforeseen ground conditions or other aspects beyond the contractor's control it is better born directly by the client based on fair and equitable adjudication by an independent engineer.

In extreme cases forcing the contractor to accept a fixed-price may lead to eventual bankruptcy and the contractor going into liquidation. Experience has shown in such cases that supposed safeguards, such as guarantees, may prove illusory and the client may then face a real and significant additional cost in procuring another contractor to take over and complete the work.

So-called Value Engineering clauses can prove a powerful incentive for cost reduction as work proceeds. Such clauses allow contractors to present alternative designs or construction methods, in conjunction with reduced costs, for aspects of the work. Evaluation of such proposals will be by the designer and, if accepted, the cost benefit is shared in pre-arranged proportions between the contractor and the client. Proportions may be 50/50 but in some contracts are weighted in favour of the client.

Where such construction VE arrangements are in place the independent design engineer will also be required to carry out the necessary evaluations. These should be done fairly and equitably on a time reimbursable basis. Clearly for the overall approach to be effective there needs to be some incentive for all the contracting parties, including the independent design engineer, to see some direct benefit.

One example of a VE approach to optimising dam construction costs is quoted by Dunstan, (*Hydropower & Dams*, Vol 9, Issue 3, 2002, pages 71–75). In this example, keeping construction methods simple led to enhanced production rates for RCC placing at the 97 m high, Olivenhain dam in the USA.

The majority of dam contracts will feature some price variation, often related to ground conditions. Contingencies are generally in place for these. Contractors may receive such additional monies through variation orders, claims, dispute review procedures, mediation and arbitration. These processes can be time-consuming which in turn can imply additional cost while the last in particular can have very substantial associated direct costs. Dispute review procedures and mediation are relatively recent innovations, introduced with the aim of providing forms of independent hearing and to hopefully prevent the contracting parties becoming involved in litigation.

## **2.8. CONSTRUCTION**

The construction phase of a dam project is the one that will involve the greatest expenditure and hence, it may be argued, significant potential for savings. Many of

d'économie. Beaucoup de celles-ci peuvent être réalisées en utilisant une construction basée sur l'approche de l'ETV comme déjà décrite dans le chapitre précédent. Cependant, pour que la construction se fasse de façon efficace, deux des plus fondamentales nécessités pour l'organisation du site sont une communication effective entre toutes les parties et une prise de décision efficace. Ceci est le mieux illustré en considérant la Fig.1.

Dans la Fig.1, dans les cases indiquées « entreprises et sous-traitants » il pourrait y avoir un certain nombre d'entreprises et de sous-traitants. De façon similaire, elles pourraient représenter un ou plusieurs projeteurs et superviseurs. Les approbations viennent directement du client, avec l'avis du projeteur ou du superviseur comme indiqué ou ce pouvoir peut être délégué au superviseur. Pendant que le travail progresse un certain nombre d'aspects seront suivis et testés avec des rapports préparés et soumis soit pour approbation soit pour rejet. De façon analogue, l'entrepreneur peut faire des suggestions pour des changements qui ont besoin d'être justifiés et commentés.

Par conséquent, dans la Fig.1, un des aspects majeurs n'est pas l'arrangement contractuel particulier adopté, mais c'est que toutes les fonctions illustrées aient leur place quel que soit le type de contrat. Dans certains cas, les fonctions peuvent être des entités séparées, dans d'autres cas elles peuvent être exécutées par différentes entités de la même compagnie. La chose importante est le besoin d'une bonne communication entre toutes les parties et des procédures claires pour s'assurer que les protocoles de communication sont compris et suivis. De tels protocoles sont typiquement consignés avec grand soin dans les procédures d'assurance qualité. Il est également important que cette information, lorsqu'elle sera communiquée, soit suivie d'effet pour éviter des retards. Certes, il y a aussi besoin de prise de décision effective par des personnes compétentes.

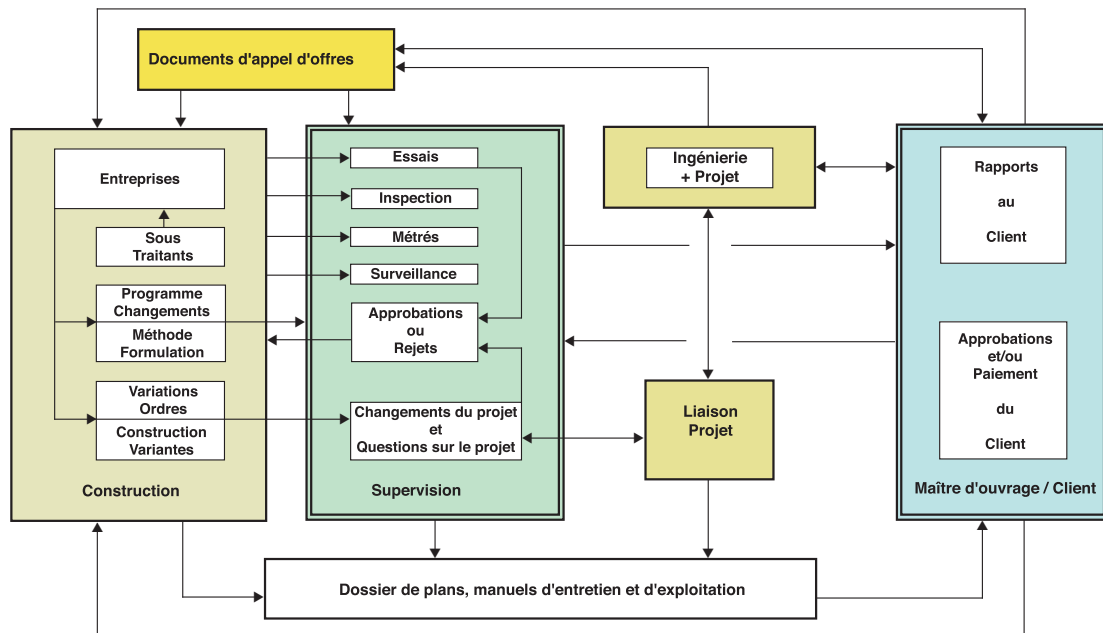


Fig. 1  
Un organigramme typique pour la construction d'un aménagement

these can be realised using construction based Value Engineering approaches as already described in the previous subsection. However, for construction to proceed effectively two of the most fundamental requirements for the site organisation are effective communication between all parties and effective and efficient decision-making. This is best illustrated by considering Fig.1.

In Fig.1, the contracting box could feature a number of contractors and subcontractors. Similarly there may be one designer or several designers and supervisors. Approvals may be directly by the client, with advice from the designer and supervisor as shown, or the power to approve may be delegated to the supervisor. As the work proceeds a number of aspects will be monitored and tested with reports prepared and submitted for either approval or rejection. Similarly the contractor may make suggestions for change which will need assessment and comment.

One of the key aspects, therefore, in Fig.1, is not the particular contractual arrangement adopted but that the functions illustrated all have to take place whatever the form of contract. In some cases the functions may be by separate bodies, in other cases they may be carried out by different entities within the same company. The important thing is the need for good communications between all parties and clear procedures to ensure that communication protocols are understood and followed. Such protocols are typically enshrined in quality assurance procedures. Equally important is that information, when communicated, is acted upon to avoid delays. Thus there is also a need for competent and effective decision making.

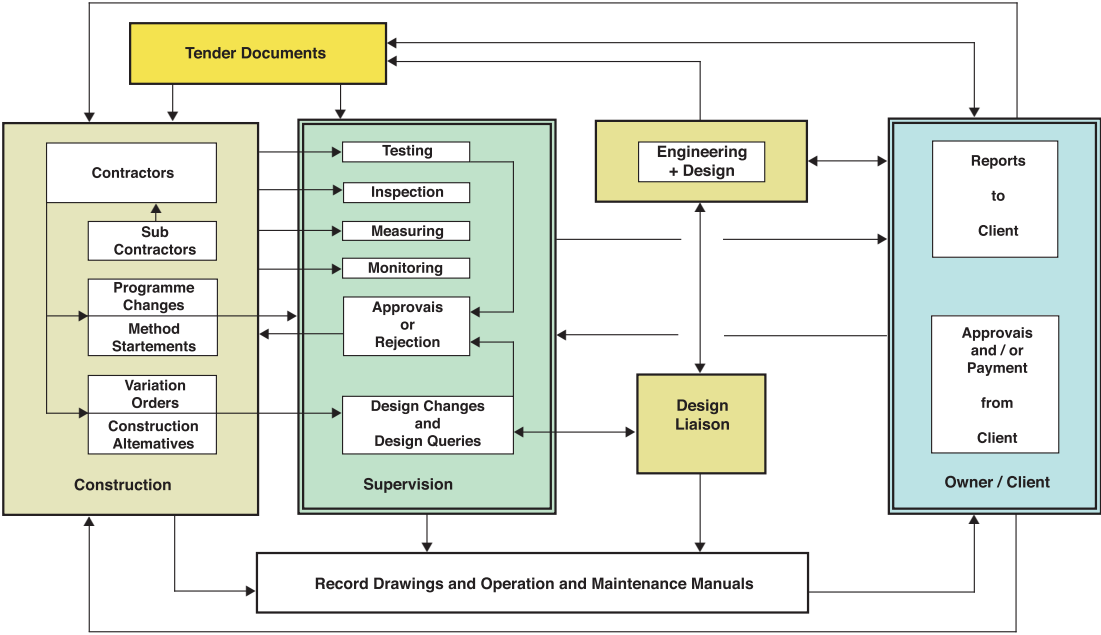


Fig. 1  
A Typical Construction Project Organigram

La Fig.1, illustre aussi le nombre de corps et d'individus impliqués dans le processus du projet. Il est par conséquent également clair que pour que l'organisation complète tende vers une production économique, chaque élément individuel de l'organisation soit incité à travailler dans ce but. Étant donné la nature complexe et intégrée de l'organisation pour la construction, même une ou deux fonctions peuvent causer de plus grand retard si elles n'ont pas été suffisamment incitées à faire autrement.

Enfin une mention doit être faite sur la sécurité du site. La sécurité sur le chantier est maintenant une priorité dans tous les pays développés ou en développement. Beaucoup ont leurs propres règlements pour assurer la sécurité de la construction et des travailleurs et on doit s'y référer dans tous les documents du contrat et pour tous les travaux. Aux États-Unis et au Royaume-Uni, la sécurité sur les sites de construction est régie par de nombreux règlements statutaires sur la santé et la sécurité. Au Royaume-Uni, ces règlements ont une longue histoire et sont régulièrement remis à jour, un des plus récents est « The Management of Health & Safety at Work Regulations, 1999 », (MHSWR). Celui-ci se réfère et englobe de nombreux règlements précédents sur ce sujet.

Dans les années récentes au Royaume-Uni, le document « Construction, Design and Management Regulations, 1994 », (CDM Regulations) a étendu la sécurité des travailleurs et opérateurs au-delà de la seule phase de construction, avec la sécurité durant l'exploitation subséquente et même durant la démolition. Par ailleurs, il a confié au projeteur la responsabilité de résoudre ces problèmes à toutes les phases du projet et d'y incorporer les mesures de sécurité adéquates. Ces règlements ont été remis à jour en 2007.

Le Tableau 1 résume les pourcentages d'accident sur les sites de construction du Royaume-Uni de 2000 à 2001. C'est aussi typique des années passées et des accidents sur les autres sites de construction dans le monde.

Tableau 1  
*Statistique typique des accidents sur les sites de construction*

<b>Type d'accidents</b>	<b>Blessures majeures</b>	<b>Décès</b>
Chutes de haut	37 %	44 %
Faux pas ou chute au même niveau	21 %	–
Heurté par un engin mobile	2 %	17 %
Heurté par un objet mobile ou en chute	18 %	8 %
Blessé pendant le transport ou la manutention des objets	8 %	–
Piégé par quelque chose qui s'effondre ou se renverse	–	17 %
Autres	14 %	14 %

On peut voir que toutes les formes de chute ou de faux pas comptent pour plus de la moitié des blessures majeures, tandis que le fait de tomber de haut compte à lui seul pour presque la moitié de tous les décès. Être heurté par un objet en déplacement ou en chute est une autre cause significative de blessures majeures, tandis que le fait d'être piégé par un objet qui s'écroule ou qui se renverse est une

Fig.1, also illustrates the number of bodies and individuals involved in the construction process. It is equally clear therefore, that for the overall organisation to be focused on cost-effective delivery each individual aspect of the organisation also needs some incentive to work towards that end. Given the complex and integrated nature of the construction organisation even one or two key functions have the ability to cause significant wider delay if not sufficiently incentivised to do otherwise.

Lastly a mention should be made of site safety. Safe working on site is now a priority in all developed and developing countries. Many have their own regulations to ensure construction and worker safety and these will be referred to in the contract documents for any works. In both the USA and the UK, site construction safety is controlled by numerous statutory health & safety regulations. In the UK such regulations have a long history and are regularly updated. One of the latest is “The Management of Health & Safety at Work Regulations, 1999”, (MHSWR). These refer to and embrace a number of other, related, and prior regulations.

In recent years in the UK the “Construction, Design and Management Regulations, 1994”, (CDM Regulations) have extended the safety of workers and operatives beyond just the construction phase to safety during subsequent operation and even during demolition. Furthermore they have made it the responsibility of the Designer to address such issues at all these phases and to incorporate relevant safety features in the design. These regulations were updated in 2007.

Table 1 summarizes accident rates for UK construction sites in 2000 to 2001. It is typical of previous years and of construction site accidents elsewhere in the world.

Table 1  
*Typical Construction Site Accident Statistics*

<b>Type of Accident</b>	<b>Major Injuries</b>	<b>Fatalities</b>
Falls from height	37%	44%
Trips or falls on the same level	21%	–
Struck by moving vehicle	2%	17%
Struck by a moving or falling object	18%	8%
Injured while handling lifting or carrying	8%	--
Trapped by something collapsing or overturning	–	17%
Other	14%	14%

It can be seen that all forms of falling or tripping account for more than half of all major injuries, while falling from height, by itself, accounts for nearly half of all fatalities. Being struck by a moving or falling object is another significant cause of major injury, while being trapped by something collapsing or overturning is a significant cause of fatalities. The remaining 14% of all major injuries and fatalities

cause significative de décès. Le reste des 14 % de toutes les blessures majeures et décès peut être dû à des causes variées telles que l'électrocution, les gaz naturels, les fumées toxiques, le feu, etc.

Outre les conséquences directes des accidents sur les hommes, il y a aussi probablement un coût associé à un site non sûr. Les ouvriers doivent se déplacer avec plus de précaution et sont moins productifs quand les accès et éclairages sont inadéquats ou lorsqu'il y a une impression générale de désordre et de risques potentiels. De plus les accidents entraîneront des coûts supplémentaires à travers les pertes d'heures de travail et une main d'œuvre démotivée. Des accidents sérieux peuvent aussi provoquer des arrêts de travail sur le site pendant le déroulement des enquêtes. Ceci aura une influence directe sur le coût de la construction aussi bien que les éventuelles pénalités et amendes pour les responsables.

On peut dire généralement qu'un site bien géré et sûr est aussi un site plus productif et économiquement efficace. Certains moyens d'inciter à la sécurité dans les contrats de construction pourraient produire des bénéfices sur toute la ligne.

can be from a variety of causes, such as electrocution, natural gasses, toxic fumes, fire etc.

Over and above the direct human impacts of accidents there is also likely to be an associated cost penalty for an unsafe site. Workers will move more cautiously and be less productive where access and lighting are inadequate or where there is a general air of disorder and potential hazard. Furthermore accidents will result in costs through loss of work and a de-motivated workforce. Serious accidents may result in work on site being suspended while accident investigations take place. This will have a direct cost impact on the construction as well as potentially resulting in the imposition of fines and penalties for those responsible.

Broadly speaking it can be said that a well-managed and safe site is also a more productive and cost-effective one. Some means of incentivising this in construction contracts could yield all-round benefits.

---

## 3. OPPORTUNITÉS TECHNIQUES POUR DES ÉCONOMIES

---

### 3.1. BARRAGES DE GRANDE HAUTEUR

#### 3.1.1. Contrôle de la rivière pendant la construction

Ce problème a été analysé dans le Bulletin 48a (1986) de la CIGB et révisé par le Rapport général de la Question 84 du 22<sup>e</sup> Congrès (2006).

Pour la plupart des barrages de faible hauteur, la partie dans la rivière peut être construite pendant une saison sèche avec de faibles coûts de dérivation. Par ailleurs, le cas des petits barrages sur de très grandes rivières sera analysé dans un bulletin complémentaire. Les commentaires ci-dessous se réfèrent principalement aux barrages de hauteur supérieure à 50 m. Environ 500 sont actuellement en construction ou en projet, dont 50 % en enrochement et 40 % en béton ou en BCR. Beaucoup, probablement des milliers, seront certainement construits dans les 30 ans à venir.

Le contrôle de la rivière durant la construction a souvent un impact sérieux sur le coût global, le programme de construction et parfois sur l'implantation générale. De plus les problèmes relatifs à la sécurité peuvent être importants parce que le risque de rupture ou de dommage, pendant la construction, ne peut être totalement écarté pour les barrages en remblai.

Pour les 2 000 barrages existants en terre ou en enrochement de hauteur supérieure à 50 m, 12 ruptures en construction à cause des crues ont été rapportées, ce qui est supérieur au nombre de ruptures de tous les barrages de ce type en exploitation. Deux d'entre elles ont causé beaucoup de morts. De récentes ruptures se sont produites en Iran (Karun) et ont concerné aussi les batardeaux provisoires de Rogun, le plus haut barrage en construction, qui ont été emportés. Mais aucune rupture de barrages en béton n'a été rapportée bien que beaucoup aient été submergés.

Le choix de la meilleure solution varie avec la rivière et le projet de barrage. La plupart des futurs barrages seront construits dans des zones, telles que l'Asie et certaines parties d'Amérique Latine, où les pluies et les crues sont fortes pendant peu de mois mais sont très réduites la plupart du temps dans l'année.

Des économies peuvent être obtenues de trois façons :

- Révision des principes de base et des critères de projet traditionnels.
- Stratégies alternatives.
- Économie dans les ouvrages de dérivation.

##### 3.1.1.1. *Revue des principes de base et des critères de projet*

Les critères de projet traditionnels étaient basés sur les conditions prédominant sur la plupart des barrages de grande hauteur construits il y a 50 ans (donc en



---

## 3. TECHNICAL OPPORTUNITIES OF COST SAVINGS

---

### 3.1 HIGH DAMS

#### 3.1.1. River control during dam construction

This problem has been analysed in ICOLD Bulletin 48a (1986) and reviewed by the General Report of Question 84 of ICOLD 22nd Congress (2006).

For most low dams the part in the river can be built within a dry season with low cost diversion. Furthermore low dams in very large rivers will be analysed specifically in another bulletin. The comments below refer mainly to dams higher than 50 m. About 500 are presently under construction or design; they include 50% rockfill dams and 40% concrete or RCC dams. Many, possibly thousands, are likely to be built within the next 30 years.

River control during construction often has a serious impact on the overall cost and construction schedule and sometimes on the general layout. In addition relevant safety problems may be important because the risk of failure or damage during construction cannot be fully avoided for embankment dams.

For 2000 existing earthfill and rockfill dams higher than 50 m, 12 flood failures have been reported during construction, which is more than for all such dams in operation. Two of these caused many fatalities. Recent failures happened in Iran (Karun) and also of the cofferdams at Rogun, the highest dam under construction, which were washed away. But no failures of high concrete dams have been reported during construction although many have been overtopped.

The choice of the best solution varies with the river and the dam design. Most dams in the future will be built in areas, such as Asia and part of Latin America, where rains and floods are heavy for a few months but which are much reduced for most of the year.

Cost savings may be obtained in three ways:

- Reviewing basic principles and traditional design criteria.
- Alternative strategies.
- Savings in diversion structures.

##### *3.1.1.1. Review of basic principles and design criteria:*

Traditional relevant design criteria were based upon conditions prevailing for most high dams built 50 years ago, (i.e. in Europe or North America) and/or upon

Europe et Amérique du Nord) et/ou sur des règlements standardisés et des documents guides. Un grand nombre de ces critères méritent d'être reconsidérés. Par exemple des habitudes, telles que de se fixer arbitrairement des périodes de retour de 20 à 100 ans pour la crue de chantier, peuvent produire des résultats qui sont loin de l'optimal en terme d'équilibre entre le coût, le risque et la sécurité. Des périodes de retour appropriées peuvent aller de 1 à 1 000 ans selon le site du barrage, le projet, les phases de construction et les conséquences d'une inondation temporaire. Un risque de submersion pour le barrage pendant la construction peut être acceptable, même pour des barrages en remblai, si le programme des travaux est adapté de façon appropriée.

Le choix et le projet de contrôle de la rivière durant la construction ont parfois été confiés au consultant ou laissés entièrement à l'initiative de l'entrepreneur. Une coopération étroite entre le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et l'entrepreneur est conseillée. Par exemple le projet de base peut laisser une certaine flexibilité à l'entrepreneur pour le projet final des galeries de dérivation et des batardeaux provisoires. Des variantes proposées par l'entrepreneur pour la stratégie globale de dérivation de la rivière devraient être examinées objectivement.

Un grand nombre d'accidents ou de ruptures durant la construction (peut être la moitié) n'ont pas été causés par des crues exceptionnelles mais plutôt par des retards au programme de construction. De tels retards peuvent avoir plusieurs causes telles que : conditions physiques, événements politiques ou sociaux, organisation de l'entreprise et/ou manque de ressources financières. Des retards dus aux travaux de creusement de galerie sont aussi communs. Ces points sont souvent négligés et devraient être considérés quand les dispositions de dérivation sont analysées de façon critique. Les conséquences des retards potentiels peuvent être plus facilement réduites selon les solutions choisies.

### 3.1.1.2. *Stratégies alternatives*

Les conditions climatiques de la plupart des sites des futurs barrages et l'actuel potentiel pour des constructions rapides à ciel ouvert favorisent les solutions reposant sur deux principes : inondation contrôlée du site de construction et programmes de construction optimisés.

Le contrôle traditionnel de la rivière est souvent basé sur la dérivation d'une crue avec une probabilité annuelle prise de façon typique entre 1/20 et 1/100 pour une construction de barrage, entre les deux batardeaux provisoires, entre 18 et 30 mois y compris une ou deux saisons de crues. Il y a donc une probabilité significative (quelques pour cents) de rupture du batardeau pendant une ou deux saisons de crue, avec les dommages associés pour le barrage en construction et les retards conséquents. Mais un autre inconvénient de cette solution est souvent le coût des galeries de dérivation et/ou d'un batardeau amont plutôt haut. Pour des bassins versants en dessous de 500 km<sup>2</sup>, le débit à dériver pour de tels barrages de grande hauteur sera souvent compris entre 200 et 1 000 m<sup>3</sup>/s, nécessitant une ou deux galeries de dérivation avec une section combinée de 20 à 100 m<sup>2</sup>. Pour de très grands bassins versants, le débit dérivé peut atteindre 5 à 10 000 m<sup>3</sup>/s et parfois jusqu'à 50 000 m<sup>3</sup>/s. On a opté d'habitude pour des pertuis pour les débits supérieurs à 10 000 m<sup>3</sup>/s, mais des galeries ont été utilisées pour 10 000 m<sup>3</sup>/s et même jusqu'à 20 000 m<sup>3</sup>/s, avec 6 galeries et une section totale de près de 1 000 m<sup>2</sup>. Avec des

standardised regulations and guidelines. Many may warrant re-consideration. For example customs such as setting arbitrary return periods of 20 to 100 years for construction floods may produce results which are far from the optimum in terms of balancing cost, risk and safety. Appropriate return periods may be annual or 1 in 1000 years according to the dam site, the design, and the phase of construction and the consequences of temporary inundation. An overtopping risk to the dam during construction may be acceptable, even for embankments, if the schedule of works can be adapted appropriately.

The choice and design of river control during construction has sometimes been kept with the consultant or left entirely to the contractor. A close cooperation between the owner, the consultant and the contractor is advisable. For instance the basic design can leave some flexibility to the contractor for the final design of the diversion tunnels and cofferdams. Alternative proposals by the contractor for the overall strategy of river diversion should be viewed objectively.

A large number of incidents or failures during construction (possibly half) have not been caused by exceptional floods, but rather by delays to the construction schedule. Such delays may have many reasons such as: physical conditions, political or social events, contractor's organization and/or lack of financial resources. Delays related to tunnelling are also not uncommon. These points are often overlooked and should be considered when diversion arrangements are being reviewed. The impact of potential delays may be more easily mitigated according to the chosen solution.

### *3.1.1.2. Alternative strategies*

The climatic conditions of most future dams and the present potential for high construction rates in open air favour alternative solutions based upon two principles: controlled flooding of the construction site and optimised construction schedules.

Traditional river control is often based upon diverting a flood with an annual probability of typically 1 in 20 to 1 in 100 and building the dam between cofferdams in 18 to 30 months including 1 or 2 flood seasons. There is thus a significant probability of cofferdam failure during 1 or 2 flood seasons (a few per cent), with associated damage to the dam under construction and consequential delays. But another drawback of this solution is often the cost of diversion tunnels and/or of a rather high upstream cofferdam. For catchment areas less than 500 km<sup>2</sup>, the discharge to be diverted for such high dams will be most often between 200 and 1000 m<sup>3</sup>/s, requiring 1 or 2 diversion tunnels and with a combined cross-section of 20 to 100 m<sup>2</sup>. For very large catchments, the diverted discharge has reached 5 to 10 000 m<sup>3</sup>/s and sometimes up to 50 000 m<sup>3</sup>/s. Sluices are usually chosen for discharges over 10 000 m<sup>3</sup>/s but tunnels have been used up to 10 000 m<sup>3</sup>/s and even 20 000 m<sup>3</sup>/s with up to 6 tunnels and a total cross-section close to 1000 m<sup>2</sup>. With lengths of 500 m or more, such tunnels are very costly and delays are not uncommon if the rock is poor. Upstream cofferdams may be 50 m high and have reached 80 m.

longueurs de 500 m ou plus, de telles galeries sont très coûteuses avec des retards fréquents si le rocher est médiocre. Les batardeaux amont peuvent être plus hauts que 50 m et ont même atteint 80 m. Ce sont des barrages de grande hauteur construits dans un court délai et souvent avec des traitements limités en fondation et réalisés peut-être sous l'eau. Dans ces cas, le risque d'érosion interne sera plus grand que pour un barrage définitif de même hauteur.

Sur les sites de barrage où il y a une longue saison sèche, il peut être économiquement intéressant de dimensionner les galeries de dérivation seulement pour les débits de la saison sèche et d'accepter que les ouvrages définitifs soient submergés lors de la prochaine saison humide. Dans le cas des barrages en remblai, les dommages potentiels peuvent être minimisés en conservant le niveau de construction à ce moment à 5 à 10 m au-dessus du niveau d'eau aval. La plupart des barrages de hauteur inférieure à 100 m peuvent alors être terminés durant la saison sèche suivante. Dans le cas des barrages plus hauts, il est possible d'ajouter des galeries supplémentaires au-dessus du niveau du batardeau. Celles-ci sont plus courtes, sans ouvrages de contrôle, si possible sans revêtement, mais construites avec le même matériel de creusement que pour les galeries basses de dérivation. Elles pourront être transformées en ouvrages définitifs, par exemple comme ouvrages de vidange, et leur coût net sera donc probablement beaucoup plus faible que celui des galeries basses.

Pour des barrages-poids en béton ou en BCR, la submersion sera acceptable, même si le barrage est bien au-dessus du niveau de la rivière lorsqu'il est submergé. Dans le cas des barrages-voûtes il est généralement possible d'incorporer des ouvertures basses provisoires (joints élargis) pour évacuer des débits supplémentaires.

Cette variante de contrôle des crues est d'habitude de peu d'intérêt pour des bassins versants dans la gamme de 100 km<sup>2</sup> où les économies sur la galerie sont faibles mais devraient être étudiées pour les bassins versants au-dessus de 500 ou 1 000 km<sup>2</sup>. *Outre l'économie, cette solution réduit significativement les dommages et retards d'une crue de probabilité plus faible que la crue centennale.*

Cependant, cette solution présente trois inconvénients à évaluer quand on la compare aux solutions traditionnelles. Il peut y avoir quelques dommages limités dus à la submersion acceptée et quelques opérations de nettoyage nécessaires sur les barrages en remblai. La construction du barrage sera arrêtée durant la première saison des crues pendant quelques semaines pour les barrages en béton et quelques mois pour les barrages en remblai. La perte effective sera réduite durant ces mois pluvieux durant lesquels la mise en place du remblai serait de toute façon limitée. On doit noter aussi que la section réduite pour les galeries basses peut rendre plus difficile la coupure de la rivière, et les moyens pour diminuer cet inconvénient sont discutés ci-dessous.

Le programme complet des galeries de dérivation, des batardeaux, des fouilles du barrage et des fondations dans le lit de la rivière et sur les rives doit être optimisé selon les conditions du site et les changements de saisons. Une grande flexibilité devrait être laissée à l'entrepreneur, avec de possibles ajustements aux écoulements réels. Ceci peut avoir une influence sur la conception des ouvrages de dérivation et parfois sur le projet du barrage lui-même, ce qui nécessiterait alors une implication du projeteur principal. Les risques acceptables peuvent varier considérablement

These are very high dams built in a short time and often with limited foundation treatment, possibly made under water. In such case the risk of piping will be higher than for a permanent dam of the same height.

At dam sites where there is a long dry season it may be economically attractive to size diversion tunnels for just the dry season flow and accept that the permanent works will overtop in the next wet season. In the case of embankment dams potential damage can be minimised by keeping construction levels at this time to 5 to 10 m above downstream water levels. Most dams lower than 100 m can then be completed within the next dry season. In the case of higher dams it may be possible to add additional tunnels above cofferdam level. These will be rather short, without control structures, possibly unlined but built with the same tunnelling equipment as the low diversion tunnels. They may be adapted also as permanent structures, for instance for flushing structures, and their net cost is thus likely to be much less than for lower level tunnels.

For concrete or RCC gravity dams, overtopping may be acceptable even if the dam is well over the river level when overtopped. In the case of arch dams it is usually possible to incorporate temporary low openings allowing extra discharge.

This alternative of controlled flooding is usually of little interest for catchment areas in the range of 100 km<sup>2</sup> where the cost saving in tunnels would be low but should be studied for catchment areas over 500 or 1000 km<sup>2</sup>. *Beyond the cost saving, this solution reduces significantly the damages and delays from a flood of probability lower than 1 in 100.*

However this solution has three drawbacks to be evaluated when compared with traditional solutions. There may be some limited damage due to accepted overtopping and some corresponding cleaning needed of embankment dams. Dam construction will be stopped during the first flood season for a few weeks in the case of concrete dams and for a few months in the case of embankment dams. The effective loss will be reduced during these rainy months when fill placing would, anyway, be restricted. And it should be noted that the reduced cross-section for lower level diversion tunnels may exacerbate river closure, however, means of mitigating this are discussed below.

The overall schedule of diversion tunnels, cofferdams, dam excavation and foundations in river beds and in banks should be optimised according to site conditions and seasonality. Great flexibility should be left to the contractor, with possible adjustments to actual flows. This may have an impact on the diversion structure designs and sometimes on the design of the dam itself at which time a close involvement of the main designer will also be required. Acceptable risks may vary considerably with the phase of works and the process of sharing decisions and risks

avec les phases de travaux et les processus de partage des décisions et des risques entre le maître d'ouvrage et l'entrepreneur avec des interventions du consultant, et cela mérite des clarifications dès le début.

### *3.1.1.3. Réduction de coûts dans les ouvrages de dérivation*

- De façon traditionnelle plusieurs galeries de dérivation, généralement revêtues et au même niveau, sont couramment utilisées lorsqu'on a de gros débits. Il est apparu récemment que le fait de placer une ou deux galeries à un niveau supérieur peut faciliter le programme des travaux et éviter des vannes de fermeture. Il est possible aussi de laisser ces galeries hautes sans revêtement. La place et le niveau exacts de ces galeries peuvent être choisis avec l'entrepreneur selon les possibilités d'accès pour les premières constructions. Ces galeries hautes peuvent être à 10 m au-dessus des galeries basses. Pour les barrages de grande hauteur, qui peuvent être en danger pendant plusieurs saisons de crue, des galeries de dérivation supplémentaires peuvent être prévues au-dessus du niveau du batardeau. Elles peuvent être non revêtues, beaucoup plus courtes et sans vanne de coupure. Elles ne seraient utilisées qu'en cas de crues exceptionnelles durant la dernière partie du programme complet de construction.

Des vannes de coupure sont généralement utilisées à l'entrée des galeries. Les ouvrages en béton correspondants peuvent augmenter la durée totale de la construction, perturber le creusement de la galerie et réduire les possibilités de choix pour l'implantation de la dérivation. En plaçant ces vannes à mi-parcours de la galerie, avec leur construction par puits pendant le creusement et la pose du revêtement de cette galerie, on peut économiser du temps et de l'argent. Cela donnera aussi plus de souplesse pour l'implantation et la conception des ouvrages d'entrée.

- Les batardeaux dans la solution traditionnelle de submersion improbable et celle pour laquelle on admet une submersion contrôlée, ont besoin d'être projetés de façon différente.

Dans la solution traditionnelle, la section de la galerie est minimisée en augmentant la vitesse de l'eau (jusqu'à un maximum acceptable) et en utilisant corrélativement un batardeau de grande hauteur. Ce dernier, dans la gamme des 50 m de haut ou même plus, sont en terre ou en enrochement avec une probabilité de rupture de l'ordre de 1 à 5 %. Si le volume du réservoir temporaire correspondant est de quelques millions de m<sup>3</sup>, le débit provenant d'une éventuelle rupture du batardeau peut parfois être supérieur à 10 000 m<sup>3</sup>/s et être atteint très rapidement. Des systèmes d'alarme peuvent alors être justifiés comme pour les barrages définitifs.

Il y a plusieurs possibilités pour réduire le coût ou augmenter la sécurité d'un tel batardeau amont en terre ou en enrochement :

- L'inclure dans le barrage permanent, mais l'augmentation correspondante des spécifications et de la qualité peut retarder la construction du batardeau.
- Construire rapidement un batardeau bas et utiliser ensuite la partie amont du barrage comme batardeau haut.

between the owner and contractor, with inputs from the consultant, deserve early clarification.

### 3.1.1.3. *Cost savings in diversion structures*

- Diversion tunnels are a common feature with large discharges traditionally made by several tunnels, generally lined, and at the same level. It has appeared recently that placing one or two tunnels at a higher level may ease the works schedule and avoid some closure gates. It may also be possible to leave such higher tunnels unlined. The precise place and levels of tunnels may be chosen with the contractor according to access facilities for early construction. Some may be 10 m higher than the lower ones. For high dams which are at risk over several flood seasons, additional diversion tunnels may be foreseen over the cofferdam level. They may be unlined, much shorter and without closure gates. They would be used only in case of exceptional floods during the last part of the overall construction schedule.

Diversion tunnels closure gates are usually at the entrance of the tunnels. The corresponding concrete structure may increase the overall diversion schedule, disturb the tunnel excavations and reduce the choice for diversion layout. Placing the gates at mid length of such tunnels with construction via shafts during the tunnel excavation and lining, may save time and cost. This will give also more flexibility for the location and the design of the tunnel inlets.

- Cofferdams for the traditional solution of unlikely overtopping and for the alternative of controlled flooding need to be designed differently.

In the traditional solution, tunnel cross-section is minimised by increasing the water velocity (up to an acceptable maximum) by, in turn, using a high upstream cofferdam. It may be in the range of 50 m and even more, usually in rockfill or earthfill and with a failure probability in the order of 1 to 5%. If the corresponding temporary reservoir storage is some millions of cubic metres, the flow from possible cofferdam failure will be high, sometimes over 10 000 m<sup>3</sup>/s and may be reached in a short time. Alarm systems may be as justified as for permanent dams.

There are various possibilities for reducing the cost or increasing the safety of such earthfill or rockfill upstream cofferdams:

- To include it as part of the permanent dam, but the corresponding increase of specifications and quality may then delay the cofferdam construction.
- To build quickly a low cofferdam and later to use the upstream part of the dam as high cofferdam.

- Revêtir la face aval du batardeau en enrochement par des enrochements armés. Cette approche a été utilisée en Australie. Elle nécessite environ 50 kg d'acier au m<sup>2</sup>, y compris les longs ancrages dans le corps du barrage. Le risque de rupture due par exemple à des arbres flottants, des vibrations, un défaut localisé, la liaison aux rives, etc. ne peut être totalement évité, spécialement pour les batardeaux de grande hauteur.
- Revêtir la face aval du batardeau en enrochement par une dalle mince continue en béton armé. De tels revêtements devraient être ancrés et conçus pour éviter ou réduire les effets dus à la sous pression.
- Projeter le batardeau de façon que la partie basse ne puisse être détruite par la rupture de la partie haute afin de raccourcir le délai total de reconstruction.
- Utiliser du BCR bon marché (désigné par « remblai dur » dans certains pays et CSG au Japon), ce qui est possible avec un profil symétrique. Le batardeau pourrait être construit sur du rocher naturel ou même des terrains de couverture, pourvu que les tassements et fuites soient acceptables. Comme les dommages dus à une submersion sont faibles, une hauteur réduite du batardeau est acceptable. Le volume de BCR peut être aussi diminué de façon significative si des blocs fusibles sont placés en crête du batardeau. Le batardeau peut être incorporé dans le barrage en remblai ou le barrage-poids en BCR.
- La probabilité de submersion du batardeau ou des galeries basses de dérivation peut être réduite si une courte galerie est incorporée dans ce batardeau, à 10 m en dessous de sa crête, et fermée par un bouchon fusible qui serait enlevé avant que la submersion ne se produise.
- Si des retards de construction des galeries de dérivation principales risquent de reporter d'un an l'ensemble du programme, il est souvent possible de court-circuiter le site du batardeau amont au moyen d'une courte galerie pouvant évacuer seulement les débits de la saison sèche. Il est alors possible de gagner parfois six mois supplémentaires pour achever les galeries principales et le batardeau amont afin de raccourcir le retard.
- Les critères de projet des batardeaux soumis à des déversements contrôlés ne sont pas les mêmes que pour les batardeaux traditionnels. Comme les débits dérivés sont bien réduits, les économies sur la section de la galerie ne sont pas si importantes. Ceci favorise une diminution de la charge totale entre l'amont et l'aval de l'ordre de 15 m. La hauteur du batardeau amont est réduite et il peut être intéressant de la garder à quelques mètres seulement au-dessus du niveau du batardeau aval. Un batardeau amont en enrochement non revêtu peut résister à un débit significatif pourvu que la chute d'eau soit limitée en cet endroit à 2 ou 3 m et la plus grande part de la chute localisée au batardeau aval.

Les batardeaux aval, souvent de 20 à 30 m de hauteur, seront projetés pour supporter une chute de l'ordre de 10 m. Il peut être utile de les faire en BCR, de préférence avec un profil symétrique et de les inclure dans le barrage définitif. Ils peuvent aussi être en enrochement avec un épais revêtement à l'aval comme à Cabora Bassa. La solution économiquement la plus efficace peut être un mur vertical ou incliné en béton armé ancré au pied aval du barrage en enrochement. Durant le déversement, la crête du barrage doit être horizontale et à peu près au



- To line the downstream slope of a rockfill cofferdam with reinforced rockfill. This approach has been used in Australia. It requires about 50 kg of steel per m<sup>2</sup>, including long anchorages into the dam body. The risk of failure cannot be totally avoided, such as due to floating trees, vibration, impact of a local defect, connection to banks, etc, especially for high cofferdams.
  - To line the downstream slope of a rockfill cofferdam using a thin, continuous slab of reinforced concrete. Such linings should be anchored and designed to avoid or reduce the effects of uplift pressures.
  - To design the cofferdam in order that the lower part should not be destroyed by the failure of the upper part as this reduces the overall delay in effecting repairs.
  - To use low cost RCC (referred to as Hardfill in some countries and CSG in Japan), possibly with a symmetrical section. It may be constructed on natural rock or even on overburden, provided settlements and leakages are acceptable. As the damages from overtopping are limited, a reduced cofferdam level may be acceptable. The volume of RCC may also be significantly reduced if fuse plugs are used at the top of the cofferdam. The cofferdam may be incorporated in an embankment or RCC gravity dam.
- 
- The probability of cofferdam overtopping, or any low diversion tunnels, may be reduced if a short tunnel is included which by-passes the cofferdam about 10 m below its crest and which is closed by a fuse plug that would open before the cofferdam is overtopped.
  - If delays in the construction of the main diversion tunnels could risk a one year postponement of the whole dam schedule, it is often possible to by-pass the upstream cofferdam site by means of a short low tunnel discharging just the dry season flow. It is thus possible to sometimes gain six months more for completing the main tunnels and the upstream cofferdam to mitigate the potential for overall delay.
  - The design criteria for cofferdams subject to controlled overtopping are not the same as for traditional cofferdams. As the diverted discharge is much reduced, savings in the tunnel section are not so important. This favours a reduced total water head between upstream and downstream, in the range of 15 m. The height of the upstream cofferdam is reduced and it may be attractive to keep it a few metres only above the downstream cofferdam level. An unlined upstream rockfill cofferdam may withstand a significant discharge provided that the net drop in water level is limited there to about 2 or 3 m, and with most of the water drop located at the downstream cofferdam.

Downstream cofferdams, often 20 to 30 m high, will be designed for supporting a fall in water in the order of 10 m. It may be useful to form this in RCC, preferably placed with a symmetrical cross-section, and include it as part of the permanent dam. It may also be in rockfill with a thick downstream lining, as at Cabora Bassa. The most cost effective solution may be a vertical or inclined reinforced concrete wall anchored at the downstream toe of a rockfill dam. During overtopping a rockfill dam crest should be horizontal and near to the same level as the

même niveau que le batardeau aval ou avec une pente de 1 ou 2 %. Dans les mêmes circonstances, les barrages en terre et les noyaux doivent être calés à quelques mètres en dessous du niveau du batardeau aval.

#### 3.1.1.4. Coupure dans le lit de la rivière

Le coût direct est habituellement bas mais le choix de la solution peut avoir une influence énorme sur l'ensemble du coût et du délai. La coupure est faite généralement au début d'une saison sèche et la rivière est dérivée de son lit naturel vers les galeries (ou les pertuis) de dérivation. La coupure est faite en général en déversant les matériaux apportés par les camions le long de la digue de coupure et en avançant d'une rive vers l'autre ou à partir des deux rives vers le milieu de la rivière. La difficulté de la coupure est liée au débit de la rivière et même davantage à la charge maximale entre les niveaux amont et aval. Cette dernière a varié dans les coupures passées entre 1 et 10 m. Il peut être utile ou nécessaire dans le futur de choisir une charge particulière pour la coupure (par exemple 5 m) pour 3 raisons :

- Une coupure faite pour une charge plus grande permet d'avoir un débit plus élevé pour une même section de galerie : elle peut donc avoir lieu plus tôt à la fin de la saison des crues. Ceci peut être très utile pour le programme des travaux de la saison sèche suivante.
- Pour un même débit, les solutions qui réduisent le nombre ou la section des galeries de dérivation les plus basses augmentent la charge lors de la coupure.
- L'entrée des galeries de dérivation n'est pas toujours dégagée comme sur les plans, ce qui augmente la charge réelle lors de la coupure.

L'analyse de telles coupures de rivière a été détaillée dans le Bulletin 48a « Contrôle de la rivière pendant la construction des barrages ». Elle est basée sur l'expérience de beaucoup de grandes coupures dans le monde et comprend une analyse de coût. Les commentaires ci-dessous se limiteront aux solutions les plus fréquentes, c'est-à-dire avec la méthode du déversement des matériaux par des camions.

Les débits des rivières au moment de la coupure sont généralement inférieurs à 100 m<sup>3</sup>/s pour la plupart des barrages mais peuvent dépasser 1 000 m<sup>3</sup>/s sur beaucoup de fleuves et dans certains cas atteindre 5 000 m<sup>3</sup>/s. La charge d'eau à la fin de la coupure est souvent de l'ordre de 2 m mais a été voisine de 10 m à Cabora Bassa sur le fleuve Zambèze. Les matériaux utilisés pour la coupure peuvent être petits (graviers, recouvrement de carrière, marinage de galerie), moyens (produits de carrière ou enrochement) ou gros (blocs de béton jusqu'à 10 ou 20 t). Les volumes de ces matériaux variés sont similaires pour ces digues de fermeture mais leur coût unitaire varie beaucoup. Le coût par m<sup>3</sup> a été au-dessus de 100 USD pour les blocs en béton, environ 20 USD pour les enrochements sélectionnés et quelques USD pour les petits matériaux. Ils auraient été même négligeables ou effectivement nuls si ces matériaux avaient été extraits des excavations principales.

Il y a deux étapes durant la coupure de la rivière :

- Lorsque la chute d'eau est inférieure à 20 ou 30 % de la profondeur de la rivière, la vitesse de l'eau le long des matériaux déversés sera inférieure à la vitesse moyenne de l'eau de la rivière et les petits matériaux, avec des diamètres de l'ordre de 25 % de la hauteur de chute, peuvent être utilisés.

downstream cofferdam, or formed with an upper slope of about 1 or 2%. In the same circumstances, earth fill dams and cores should be kept a few metres below the downstream cofferdam level.

#### *3.1.1.4. River closure in the river bed*

The direct cost is usually low but the choice of solution may have a huge impact on the overall schedule and cost. This closure is usually made at the beginning of a dry season and diverts the river from its natural bed towards the diversion tunnels (or sluices). It is usually made by end-dumping and with the materials brought by truck along the closure dyke and by advancing from one bank towards the other, or from both banks towards mid-river. The difficulty of the closure is linked with the river discharge and even more with the maximum water head between upstream and downstream levels. It has varied in past closures between 1 and 10 m. It may be useful or necessary in the future to select a particular head for the closure (for instance 5 m) for 3 reasons:

- A closure made for a higher head allows a higher discharge for a same tunnel section; i.e. can be earlier at the end of the flood season. This may be very useful for the schedule of works for the next dry season.
- Solutions that reduce the number or the cross-section of the lowest diversion tunnels increase the closure head for a same discharge.
- The entrance of diversion tunnels is not always cleaned as per drawings, thus increasing the true water head for the closure.

The analysis of such river closures has been detailed in ICOLD Bulletin 48a “River control during dam construction”. It was based upon the experience of many worldwide large closures and includes cost analysis. Comments below will be limited to the most usual solutions, i.e. to the end-dumping method.

Rivers discharges at closure time are generally under 100 m<sup>3</sup>/s for most dams but may be over 1000 m<sup>3</sup>/s for many large rivers and in some cases may reach up to 5000 m<sup>3</sup>/s. The water head at the end of closure is often in the range of 2 m but was close to 10 m at Cabora Bassa on the river Zambezi. Materials used for the closure may be small (gravel, quarry overburden, tunnelling debris), medium (quarry run or rockfill) or large (concrete blocks up to 10 or 20 t). The total volumes of such closure dykes are similar for the various materials however their unit costs may vary significantly. The cost per m<sup>3</sup> will be over 100 USD for concrete blocks, about 20 USD for selected rockfill and a few USD for small materials. It may even be negligible or effectively zero if such materials are selected from main excavations.

There are two stages during river closure:

- Where water drops are less than 20 or 30% of river depth, the water velocity along the dumped materials will be less than the average river water velocities and small materials can be used with diameters in the range of 25% of the water fall height.

- Lorsque la hauteur de chute est plus grande que 30 % de la profondeur de la rivière, l'écoulement devient critique ou torrentiel et les diamètres des matériaux nécessaires devront être proches de 80 % de la hauteur de chute. Ceci implique une augmentation significative du poids des matériaux, dont chaque élément devra alors peser 20 fois plus que ceux de la première étape.

Il y a deux manières de réduire les coûts :

- Utiliser des matériaux bon marché pendant la première étape qui concerne la plus grande longueur de la digue.
- Faire appel à deux digues de fermeture pour partager en deux la chute. Avec cette méthode le volume de matériaux nécessaires est multiplié par deux, le poids de chaque élément nécessaire est divisé par 23 (soit par 8) et le coût unitaire des matériaux requis par  $m^3$  sera divisé par beaucoup plus que 2, la plupart du temps par 5. Le résultat est que le coût total sera divisé environ par deux. Pour les hautes chutes il peut même être conseillé de faire appel à 3 digues. Le volume est multiplié par 3, le poids des éléments nécessaires divisé par 33 (soit par 27) et le coût par  $m^3$  divisé par bien au-dessus de 3. En utilisant 2 ou 3 digues de fermeture on pourra réduire le coût et/ou dériver la rivière pour de plus gros débits, soit plus tôt à la fin de la saison des crues pour donner plus de temps pour la construction des batardeaux et la partie basse du barrage. Cette variante a été utilisée sur de très grands fleuves tels que le Parana (Itaipu), le Zambèze (Cahora Bassa) et le Yang Tsé (Trois Gorges.) Il peut être justifié à l'avenir pour beaucoup de barrages, même pour des débits de quelques centaines de  $m^3/s$ .

Pour des débits de l'ordre de  $100 m^3/s$ , la dernière partie de la coupure peut être faite entièrement avec de petits matériaux si la coupure est effectuée par des boteurs poussant en quelques minutes  $100$  ou  $200 m^3$  de matériaux vers la brèche.

Pour toutes les coupures des essais sur modèle réduit sont très utiles.

#### *3.1.1.5. Fermeture finale*

La fermeture finale des galeries de dérivation est généralement faite par des vannes, le but ne devrait pas être de faire des économies mais d'assurer une opération fiable et réussir son achèvement. Des précautions sont à prendre pour éviter de possibles incidents incluant ceux dus aux débris flottants. Une programmation attentive de telles opérations devrait être entreprise et analysée en détail pour éviter des retards qui peuvent être très coûteux et problématiques à ce moment critique de la construction.

### **3.1.2. Conception générale des ouvrages**

La conception générale des ouvrages d'un projet de barrage est une activité majeure dans le processus de définition du projet et de réalisation de possibles économies. La conception générale comprend l'implantation des différents éléments du projet : le barrage, l'évacuateur de crue, les ouvrages de dérivation provisoire et les ouvrages nécessaires aux buts principaux du projet tels que l'hydroélectricité, l'irrigation, la fourniture d'eau, etc. Par conséquent, alors que les économies sont possibles et peuvent être réalisées dans l'étude et la construction de parties

- Where water drops are greater than 30% of the river depth, the flow is becoming critical or super-critical and the required materials diameters will be closer to 80% of the water fall height. This implies a significant increase in required individual particle weight of some 20 times compared to that during the first stage.

There are two ways of reducing the cost:

- To use inexpensive materials during the first stage that concerns usually most of the dyke length.
- To use two closure embankments for splitting the required water drop into two. In such an arrangement the material volume needed is multiplied by 2, the individual particle weight of required material is divided by 23, (that is by 8) and the unit cost of required material per  $m^3$  will be divided by much more than 2, most often by 5. The result is that the overall cost may be about halved. For high water drops it may be even advisable to use three embankments. The volume is multiplied by 3 the required particle weight is divided by 33, (that is by 27) and the cost per  $m^3$  divided by well over 3. Using 2 or 3 closure dykes will reduce the cost and/or close the river for a higher discharge that is earlier at the end of the flood season, giving more time for the construction of cofferdams and the low part of dam. This alternative has been used for some very large rivers such as the Parana (Itaipu), the Zambezi (Cabora Bassa) and the Yang Tse (Three Gorges). It could well be justified in the future for many dams, even with discharges of a few hundred  $m^3/s$ .

For discharges in the range of  $100 m^3/s$ , the last part of the closure can be made by quite small materials if the closure is made by bull dozers pushing 100 or 200  $m^3$  of materials to the breach, accomplished in a few minutes.

For all closures, hydraulic model tests are very useful.

#### *3.1.1.5. Final closure*

The final closure of the diversion tunnels is usually made by gates. The target should not be the cost saving but ensuring reliable operation and successful completion. Care should be taken to avoid possible incidents including those due to floating debris. Careful planning of such operations should be undertaken and analysed in detail in order to avoid delays as these can be very costly and problematic at such a critical time.

### **3.1.2. General Layout of Structures**

Formulating the general layout of the structures of a dam project is a key activity in the process of defining the project and of creating the possibilities of achieving economies and cost savings. The general layout comprises the arrangement of the different parts of the project: the dam, spillway, diversion facilities and the works associated with the main purpose of the project such as: hydropower, irrigation, water supply, etc. Therefore, while economies are possible and can be achieved in the specific design and construction of the individual parts of

individuelles du projet, qui comprend évidemment le barrage, l'interaction entre les différents ouvrages composant le projet est aussi très importante afin d'optimiser l'ensemble du projet.

Le coût total d'un projet de barrage comprend essentiellement le coût de l'ingénierie et d'élaboration du projet, le coût de réduction des problèmes environnementaux et de recasement, le coût de construction, le coût d'exploitation et le coût du financement du projet. En règle générale, les coûts de construction et de financement dépassent largement ceux de l'ingénierie et de l'exploitation. Par conséquent tout effort pour réaliser un projet avec un coût effectif doit se concentrer en premier sur le coût de construction et la durée correspondante de la construction et son cash-flow, qui déterminent, parmi d'autres facteurs, le coût du financement.

Les sites de barrage sont toujours différents les uns des autres et leurs paramètres caractéristiques affectent différemment les définitions techniques et économiques des ouvrages. Les facteurs en questions comprennent :

- La géométrie du site (topographie).
- La géologie et les caractéristiques des fondations.
- L'hydrologie (grandeur et distribution des écoulements qui affectent la construction et les dimensions requises pour les prises d'eau définitives et les évacuateurs de crue).
- Les actions sismiques.
- Les transports solides (les problèmes relatifs à la sédimentation doivent être pris en compte dès le début du projet, comme discuté dans une autre partie de ce bulletin).
- La facilité relative des accès pour le matériel de construction et les matériaux.
- La possibilité d'avoir recours à de la main d'œuvre qualifiée.
- La possibilité de se procurer en dehors du site les matériaux de construction (principalement le ciment et les aciers).
- Les paramètres généraux de l'économie locale tels que les taxes, l'inflation, les facilités de crédit et ainsi de suite.

Le barrage et ses ouvrages annexes (principalement l'évacuateur de crue et les conduits de dérivation) sont souvent une partie d'un aménagement qui inclut d'autres éléments tels que les ouvrages pour produire de l'électricité ou pour l'irrigation. Dans la plupart des cas, la « meilleure » ou « la disposition la moins coûteuse » est influencée ou affectée par les ouvrages qui ne font pas partie du barrage, mais qui peuvent représenter une part substantielle de l'investissement total du projet. Pour cette raison, le projet optimal du point de vue économique doit être étudié et développé en prenant en considération les dépenses impliquées dans sa réalisation complète.

Dans la plupart des projets hydrauliques, le barrage lui-même est un élément majeur du projet et la sélection du type de barrage représente une part essentielle dans sa définition. Le type de barrage et l'implantation de son axe sont normalement considérés ensemble durant la phase d'ingénierie du projet. Ces deux paramètres très importants sont interdépendants parce que la localisation de l'axe du barrage sur un site particulier a une influence sur les caractéristiques de la fondation (qui peuvent conditionner le type de barrage), le volume du barrage, la

the project, including of course the dam proper, the interaction between the various component structures is also very important in order to optimise the undertaking as a whole. Some considerations on these points are presented below.

The total cost of a dam project includes essentially the cost of engineering and design, the cost of mitigating the environmental issues and of resettlement, the cost of construction, the cost of operation and the cost of financing the undertaking. As a rule the cost of construction and that of financing largely exceeds the cost of the engineering design and of the operation. Therefore any effort to achieve a cost-effective project layout must focus primarily on the cost of construction and the corresponding construction time and cash-flow, which determines, among other factors, the cost of financing.

Dam sites are always different from each other and their characteristic parameters affect differently the technical and economical definitions of the structures. Relevant factors include:

- the site geometry (topography),
- geology and foundation characteristics,
- hydrology (magnitude and distribution of river flows that affect construction and the required sizes of permanent intakes and also spillways),
  
- seismic action,
- sediment loads (the issues related to sedimentation must be taken into account at the early stage of the project as discussed in other parts of this bulletin),
- relative ease of access for construction equipment and materials,
- availability of skilled labour,
- availability of off-site construction materials (mainly cement and steel),
  
- general local economic parameters such as taxes, inflation, credit facilities and so on.

The dam and its appurtenant structures (mainly spillway and diversion conduits) are often part of an undertaking that involves other features, as in hydroelectric or irrigation projects. In most of these cases the “best” or “least cost arrangement” is influenced or affected by structures that are not part of the dam, but may represent a substantial part of the overall project investment. For this reason, the optimum economical layout should be studied or developed taking into consideration the expenditures involved in overall project realisation.

In most hydraulic projects the dam itself is a major feature of the project and the selection of the dam type represents a key part of defining the project layout. The type of dam and the location of the dam axis are normally considered in combination during the engineering phase of the project. These two very important parameters are interdependent, because the location of the dam axis at a particular site influences the foundation characteristics (which may condition the dam type), the volume of the dam, the possibility of driving diversion conduits in the abutments

possibilité d'implanter les conduits de dérivation dans les rives ou de faire appel à d'autres types de dérivation, etc.

Certaines caractéristiques majeures du site peuvent empêcher d'adopter économiquement certains types de barrage. Le manque d'argile ou de dépôts de sols silteux convenables se trouvant à une distance économique du site ou quand ce n'est pas le cas, l'existence d'une très longue saison des pluies, empêchera normalement la formulation compétitive d'un projet basé sur un barrage du type terre ou terre et enrochement. Un barrage en béton demande des fondations rigides à une profondeur raisonnable d'excavation. Si les horizons de rocher sain ne sont pas près de la surface et si le rocher décomposé nécessite de lourds traitements de fondation, la sélection de ce type de barrage sur un tel site peut conduire à des coûts excessifs. Si c'est le cas, les études d'ingénierie peuvent être immédiatement orientées vers d'autres types de barrage, faisant gagner du temps pour atteindre la solution finale. Cependant cette affirmation ne doit pas être interprétée comme rendant inutile le besoin d'investigations sur le site, celles-ci devant être approfondies et obligatoires dans tous les cas. On doit aussi noter, qu'à l'exception de quelques cas évidents, il n'est pas recommandé de trop baser les premières investigations sur le site sur un seul type de barrage alors que des études supplémentaires montreront qu'une autre variante serait meilleure et que de nouvelles investigations complémentaires pourraient se révéler très coûteuses par la suite.

Ayant fait les commentaires ci-dessus, qui sont de toute façon largement connus de la profession, les critères suivants peuvent être utiles dans le choix d'un projet efficace du point de vue du coût :

- le projet qui permettra d'avoir le plus court délai de construction possible (ou en d'autres termes, la production de revenu ou de bénéfices tirés du projet) sera normalement le projet optimal du point de vue économique. Cette observation est valable si le but de l'aménagement est l'hydroélectricité mais, dans d'autres cas, une optimisation entre le coût et le délai de construction doit être entreprise,
- le projet qui permettra une séquence de construction sans interruption ou des pics répétés pour un même type de travail, par exemple, le placement du béton avec une distribution uniforme tout au long de la construction, conduira aussi à l'aménagement le plus économique,
- le projet dans lequel on pourra éviter d'avoir un stockage intermédiaire de quantités substantielles de déblais provenant des fouilles et réutilisés comme agrégats de bétons ou enrochements, aura un impact important sur les coûts de construction,
- le projet qui produit une utilisation équilibrée de matériaux entre les excavations requises et les éléments définitifs du projet, par exemple les déblais provenant du chenal de l'évacuateur de crue et utilisés dans le barrage en remblai. Ceci doit être très bien étudié parce que le rythme d'excavation doit être synchronisé avec le rythme de construction du remblai, sinon il sera nécessaire d'avoir un stockage intermédiaire coûteux. Ceci peut conditionner différentes caractéristiques du projet et de la construction telles que : la taille des chenaux définitifs, le zonage du barrage, les routes de chantier, etc. et peut imposer à l'entrepreneur des contraintes sur le programme de construction impliquant des coûts excessifs. Dans beaucoup de récents travaux, la solution



or alternative diversion means, etc.

Certain major characteristics of a site can economically preclude certain types of dams. The lack of convenient clay or silt soil deposits at an economic distance from the site, or, when this is not the case, the existence of very long rainy seasons, will normally prevent the competitive formulation of a layout based on an earth, or earth-rock type dams. A concrete dam requires rigid foundations, at reasonable excavation depths. If the sound rock horizons are not close to the surface and the decomposed rock requires heavy foundation treatment, the selection of this type at such sites may lead to excessive costs. This being the case, the engineering studies can be immediately directed to other dam types, saving time in reaching the final solution. However, this statement should not be interpreted as by-passing the need for site investigations, which should be extensive and mandatory in any case. It should also be noted that, except for some obvious cases, it is not recommended to overly base the first site investigations around a particular dam type as further studies may demonstrate an alternative to be the best solution and carrying out additional and new investigations may later be costly.

Having made the above comments, which are, anyway, widely known by the profession, the following criteria may be useful in selecting a cost effective project layout:

- the project layout which allows the shortest possible construction time (or, in other words, the earliest production of the income or benefit resulting from the project) will normally be the economically optimum layout. This observation is valid if the purpose of the scheme is hydropower but, in other cases, an optimization between the cost and the delay of construction should be undertaken,
- the project layout which will allow a construction sequence without interruption or repeated peaks of the same type of work, for instance concrete placing with an even distribution along the construction time, will also lead to the most economical arrangement,
- the project layout in which there will be no need for substantial intermediate stockpiling of excavated material, be it for embankment of concrete aggregate, will very favourably impact construction costs,
- the project which produces a balanced use of material between required project excavations and permanent features of the project, for example from spillway access channels to dam embankment. This should be very well studied because the rate of excavation must be synchronised with the rate of embankment construction, or otherwise require costly intermediate stockpiling. This may condition different features of the design and construction, such as; the size of the permanent channels, embankment zoning, construction roads, etc and may impose on the contractor a construction planning constraint involving excessive cost. In many recent jobs, the most economical solution has been obtained when the sizing of

la plus économique a été obtenue quand les dimensions des ouvrages définitifs, tels que les fouilles des chenaux, ont été définies uniquement par leur fonction et non pas par le problème d'utilisation des déblais dans le barrage (bien qu'il soit toujours possible d'utiliser le matériau produit dans d'autres ouvrages). Dans ces cas, l'utilisation d'une carrière indépendante a prouvé que c'était la meilleure solution. Néanmoins, il est aussi vrai que pour beaucoup de récents barrages en enrochement à masque en béton armé (BEMB), au Brésil et en Chine en particulier, l'optimisation du projet a été obtenue en utilisant un plus long et plus grand chenal d'entonnement vers la centrale ou l'évacuateur de crue et de plus courtes conduites forcées, mais aussi de plus grandes excavations pour la centrale à ciel ouvert. Dans ces cas, les matériaux excavés des ouvrages définitifs ont remplacé une autre carrière beaucoup plus lointaine. Ceci illustre parfaitement le point déjà énoncé qu'un bon projet doit optimiser l'ensemble de l'aménagement et pas seulement l'une de ses composantes.

Un élément essentiel à considérer dans la formulation d'un projet économique est relatif à la dérivation et au contrôle de la rivière pendant la construction. Ceci est naturellement très lié à la taille du projet, à la valeur des débits et à leur distribution tout au long de l'année. Les différentes possibilités et moyens pour améliorer les performances et réduire les coûts ont déjà été discutés dans ce Bulletin.

### **3.1.3. Fondations de barrages**

L'occasion de faire des économies dans le projet de fondation de barrage est très problématique à cause des risques associés. En fait, les fondations de barrages, spécialement pour ceux qui sont hauts, sont un domaine dans lequel les paramètres utilisés pour définir le projet approprié sont difficiles à appréhender et doivent être traités avec une grande attention. Les données fournies par la Comité japonais de grands barrages (voir annexe 1) indiquent que pour les barrages japonais, le coût pour le traitement des fondations compte, en moyenne, pour 8 à 9 % du coût total pour les barrages en remblai et environ 5 % pour les barrages en béton. On ne sait pas si des informations semblables sont valables dans d'autres pays, mais le pourcentage du coût de traitement des fondations devrait être plus élevé pour les barrages construits sur des alluvions profondes, sur du karst et autres formations défavorables, comme dans les cas rapportés dans la Question 37 du 10<sup>e</sup> Congrès de la CIGB (Montréal 1970).

Dans tous les cas, les décisions du projet qui se rapportent aux fondations de barrages doivent être basées sur une exploration complète et exhaustive du terrain, qui doit inclure des sondages, des mesures de perméabilité et autres essais géotechniques, et pour les barrages les plus hauts, des galeries de reconnaissance. On a parfois considéré comme logique de dire que si un site n'a pas fait l'objet d'une investigation complète, le degré de conservatisme doit être plus élevé, ce qui peut être interprété comme un programme de traitement des fondations plus « intense ». Cependant c'est une dangereuse erreur et une fausse conclusion parce qu'un programme de traitement basé sur des données insuffisantes ne peut accomplir ce pour lequel il a été établi. Des économies dans le projet et le programme de traitement des fondations ne peuvent être envisagées que sur les sites qui ont fait l'objet d'une bonne investigation géologique.

project structures, such as channel excavations, were strictly defined in terms of their function and were not influenced by the use of the excavated material (although it is always possible to use the produced material in other structures). In these cases the use of an independent quarry proved to be the best solution. Nevertheless, it is also true that at many recent CFRDs, in Brazil and in China in particular, the optimisation of the design was obtained by using a longer and larger headrace or spillway channel and shorter penstocks, but also with large rock excavations for open air power houses. In these cases the material excavated from these permanent works economically replaced an otherwise much more distant quarry. This ideally illustrates the points made above, that a good design has to optimize the whole scheme and not only one of its components.

A key feature to be considered in the formulation of an economical layout is related to the river diversion and control during construction. This of course is closely connected to the size of the project, the magnitude of the river flows and their seasonal distribution along the year. The various possibilities and means to improve performance and reduce costs in different diversion facilities have already been discussed in this bulletin.

### **3.1.3. Dam Foundations**

The opportunity to save costs in the design of dam foundations is a very problematic issue because of the risks associated with it. In fact the foundations of dams, especially high ones, are an area in which the parameters used to define the proper design are difficult to assess and will normally be treated with a higher degree of caution. Data produced by the Japan Commission on Large Dams, and included elsewhere in this bulletin, indicate that for Japanese dams, the cost of foundation treatment runs, on the average, between 8 and 9% of the total dam construction costs for fill dams and around 5% for concrete dams. It is not known whether similar information is available for other countries, but the percent cost of foundation treatment will probably be higher for dams built on deep alluvium and on karstic and other unfavourable formations, such as the cases reported in Question 37 of the ICOLD 10th Congress (Montreal, 1970).

In any case, design decisions related to dam foundations must be based on a thorough and comprehensive field exploration, which must include geological drillings, permeability and other geotechnical testing, and, for higher dams, exploratory adits. It has sometimes been considered logical to say that if the site is not fully investigated the degree of conservatism will be higher, which may be interpreted as a more “intense” foundation treatment programme. However this is a dangerous error and a false conclusion because a treatment programme based on insufficient data may not accomplish what it is intended for. Cost savings in the design and programme of a dam foundation treatment should only be considered in a well investigated site.

### *3.1.3.1. Possibilités d'économies relatives au programme de construction*

L'impact d'un programme de traitement des fondations sur le coût de la construction du barrage peut être analysé en considérant individuellement le coût des quantités et des services résultant de la mobilisation et de l'usage de la main d'œuvre, des matériaux et matériel, et l'impact des opérations de traitement de la fondation sur le chemin critique de l'ensemble des activités de construction. Ces deux aspects du programme de traitement de la fondation révéleront en général que, bien que le premier impact puisse rarement être changé pour réduire les coûts (parce que la qualité et les performances de la fondation du barrage en dépendent), le second impact peut, dans beaucoup de cas, être géré dans le programme global de construction pour produire des économies considérables. Il est clair cependant que ces deux aspects ne sont pas totalement indépendants l'un de l'autre, et certains moyens et procédures pour écarter le traitement des fondations du chemin critique de la construction peuvent être vus comme affectant la qualité du programme de traitement. Comme pour d'autres aspects de l'ingénierie des barrages et de la construction, des considérations professionnelles adaptées doivent être utilisées pour prendre les bonnes décisions.

Des exemples de programmes de traitement des fondations qui donnent de la flexibilité au programme de construction sont les moyens conventionnels de traiter la fondation de la plinthe des barrages en enrochement à masque en béton, qui n'affecte pas le programme du barrage en enrochement, comme c'est le cas pour les barrages en enrochement à noyau en terre. La procédure non conventionnelle (mais très souvent utilisée) consiste à injecter la fondation des barrages en béton à partir d'une dalle amont plutôt qu'à partir d'une galerie à l'intérieur du corps du barrage. Un avantage de cette pratique serait aussi de placer le rideau d'injection à l'amont immédiat de la fondation du barrage. L'efficacité de telles injections à faible pression est cependant discutable. Par ailleurs, et spécialement dans le cas des barrages-voûtes, la zone de pied amont est souvent soumise à des tractions sous des charges non usuelles. Dans de tels cas il est important d'assurer l'intégrité et la continuité de l'étanchéité entre le barrage et le rideau d'injection.

Les impacts de coûts sont naturellement liés à la possibilité de réaliser des pointes de travail plus importantes dans d'autres activités concernant la construction des barrages et de réduire ainsi la nécessité d'avoir des matériels plus lourds.

Un autre exemple d'une technique intéressante pour réduire l'influence du traitement de la fondation sur le programme de construction est celui qui a été appliqué dans des projets de barrage où de grands batardeaux doivent être construits dans des rivières avec des débits très marqués selon les saisons et une couverture épaisse d'alluvions. Dans ces cas, l'enlèvement des alluvions pour la construction du batardeau n'est souvent pas possible ou est très difficile et coûteux s'il est nécessaire de le faire pendant une seule saison sèche, en utilisant une concentration de matériel et de services spécialisés. Une solution qui a été utilisée est de construire un diaphragme ou un rideau d'étanchéité, peut-être avec du jet-grouting ou un autre moyen, durant une saison sèche et de laisser les flots de la saison humide chargés de sédiment, s'écouler librement sur le site. La construction pourra être reprise à la saison sèche suivante et le batardeau complété, en même temps que les excavations à l'aval pour les ouvrages définitifs.

### *3.1.3.1 Cost reduction possibilities related to improvements in the construction programme*

The impact of a foundation treatment programme on the cost of dam construction can be analysed by considering individually, the cost of the quantities and services resulting from the mobilisation and use of man-power, materials and equipment, and the impact of the foundation treatment operations on the critical path of overall construction activities. These two aspects of the foundation treatment programme will, in general, reveal that although the first item can seldom be changed to reduce costs (because the quality and the performance of the dam foundation depends on it) the second item can be, in many cases, managed in the overall construction programme to produce considerable cost savings. Clearly, however, these two aspects are not fully independent from one another, and some means or procedures aimed at removing the foundation treatment from the construction critical path, can be viewed as affecting the quality of the treatment programme. As with other aspects of dam engineering and construction, proper professional consideration must be used to make sound decisions.

Examples of foundation treatment programmes which allow flexibility in the construction schedule are the conventional means of treating the foundation of a CFRD plinth, which does not affect the rockfill embankment programme in the same way as for ECRDs, and the not so conventional (but used quite often) procedure of grouting the foundation of concrete dams from an upstream slab, rather than from a gallery inside the dam body. An advantage of this practice would also be the placement of the grout curtain upstream of the immediate dam foundations. However the efficiency of such grouting under lower pressure may be questionable. In addition, especially in the case of arch dams, the upstream “heel” zone is often subject to tension under unusual loads. In such cases it is important to ensure the integrity and continuity of the waterproofing between dam and grout curtain.

Cost impacts are of course also related to the possibility of achieving higher peaks of work in other activities of the dam construction, therefore reducing the need for heavier equipment.

Another example of an interesting technique to reduce the impact of foundation treatment on the construction programme is one which has been applied in dam projects where large cofferdams are required to be built in rivers with marked seasonal flows and thick alluvial cover. In these cases, the removal of the alluvium for cofferdam construction is often not possible or is very difficult and expensive if required to be done during one single dry season, using a concentration of equipment and specialised services. One solution which has been used is to build a diaphragm or watertight curtain, perhaps with jet-grouting or other means, during one dry season, and to leave the wet season flows laden with sediment, to run freely over the site. In the next dry season construction will be resumed and the cofferdam completed, together with the downstream excavations for the permanent works.

L'utilisation de galeries pour les travaux d'injection dans les barrages en enrochement, à noyau en terre ou à masque amont en béton, est liée en général aux doutes de pouvoir achever, par une autre méthode, les travaux d'injection avec des contraintes de programme raisonnables. Les galeries peuvent aussi être utilisées pour permettre la mise en place des remblais indépendamment du traitement d'injection sous le noyau en terre. Les galeries sont normalement coûteuses et rarement justifiées dans le but de faire des économies sur l'investissement, mais peuvent parfois être utiles pour le drainage et l'auscultation des barrages.

### *3.1.3.2. Injection du rocher de fondation*

Les rochers de fondation peuvent évidemment être de différents types et caractéristiques. Le rocher est généralement considéré comme le meilleur et le plus sûr matériau de fondation pour tous les types de barrage et est généralement traité par des injections et des drainages. Cependant les rochers de fondation peuvent être difficiles à excaver et nécessitent différents types de traitement quand la fondation est formée en partie ou entièrement de types de rochers défectueux. En fait, on ne peut jamais être absolument sûr de l'absence de discontinuités locales ou de zones plus faibles dans la masse rocheuse pouvant initier des mécanismes de rupture quand ces zones sont soumises à des chargements. Néanmoins, il est fréquemment admis que si un programme de reconnaissance complet a confirmé que le rocher est sain en surface et en profondeur, un programme de traitement de fondation moins développé peut être considéré. Ceci peut signifier une excavation réduite pour obtenir des fondations de barrage acceptables et des injections et drainages strictement prévus pour contrôler les fuites et les sous pressions.

Il y a eu beaucoup d'opinions controversées sur les critères à utiliser pour les opérations d'injection dans le rocher de fondation. L'objectif principal de ce traitement est normalement de créer un rideau capable de contrôler la perméabilité de la fondation. Ceci nécessite une estimation des paramètres de perméabilité et d'injectabilité, pour évaluer la probabilité d'avoir un rocher fissuré permettant la pénétration du coulis dans les fines fissures. Des essais d'injection sont normalement effectués pour évaluer ces conditions. Dans ces essais, la composition du coulis, les pressions appliquées et les séquences d'injection sont expérimentés et évalués. Comme indiqué dans les discussions présentées dans le Rapport général de la Question 84 de la CIGB, il y a différentes opinions sur la fiabilité de l'évaluation de la perméabilité et sur l'utilisation du paramètre simple du Lugeon (LU) pour mesurer les conditions de perméabilité sur lesquelles les programmes d'injection sont basés. Beaucoup de critiques disent qu'un conservatisme excessif, et donc des dépenses non nécessaires, résulte souvent de ces évaluations.

Outre les rideaux d'injections et de drainage pour contrôler la perméabilité et les forces de sous pression, l'utilisation des injections de consolidation est parfois effectuée pour augmenter la rigidité des zones superficielles du rocher de fondation mais des questions se posent sur son efficacité. Pour utiliser cette procédure, il faut que le rocher soit injectable, c'est-à-dire capable d'absorber le coulis et la confirmation de cette caractéristique nécessite un programme d'essais relativement simple. Le résultat recherché est une augmentation du module de déformation de la fondation supportant le barrage et une amélioration de l'homogénéité de la structure de la roche. Des critiques disent que les résultats éventuels sont difficiles à

The use of galleries for grouting work in ECRDs and CFRDs is, in general, related to doubts about being able to otherwise complete grouting work within reasonable programme constraints. They could also be used to allow construction of the embankment independently of the grouting treatment underneath the earth core. Galleries are normally expensive, and are very seldom justified for purposes of saving investment costs, but may be sometimes useful for drainage and monitoring.

### *3.1.3.2. Grouting rock foundations*

Rock foundations can, of course, be of many different types and characteristics. Rock foundations are generally considered as the best and the safest type of foundation for any type of dam and are generally treated with grouting and drainage. However rock foundations can be difficult to excavate and require different types of treatments when the foundation is formed in part or wholly by defective types of rock. In fact one can never be absolutely sure about the absence of local discontinuities or weaker zones in a rock mass, which could trigger failure mechanisms when subject to loading. Nevertheless, it is frequently accepted that if a thorough field investigation programme confirms the soundness of the rock, in surface and in depth, a less conservative treatment foundation programme can be considered. This may mean reduced excavation for establishing acceptable dam foundations and grouting and drainage strictly designed to control seepage and uplift.

There have been many controversial opinions on the criteria to be used for grouting operations in rock foundations. The main objective of this treatment is normally to create a curtain able to control permeability of the foundation. This requires the estimation of the permeability parameters and of the rock groutability that is assessing the likelihood of the fissured rock allowing the penetration of grout into fine cracks. Grouting tests are normally carried out to evaluate these conditions. In these tests grout composition, pressure applied and grouting sequences are experimented with and evaluated. As indicated in the discussions presented in the General Report of ICOLD Question 84, there are different opinions on the reliability of permeability evaluation and on the use of the simple Lugeon (LU) parameter to measure permeability conditions on which grouting programmes are based. Many critics say that excessive conservatism, and hence excessive and unnecessary expenditure of money, often results from these evaluations.

Besides the grouting and drainage curtains to control permeability and uplift forces, the use of consolidation grouting is sometimes undertaken to increase the stiffness of the superficial areas of the rock foundation. This procedure has been questioned in terms of its effectiveness. To be used, the rock must be groutable, that is able to accept the injected grout, and confirmation of this characteristic requires a relatively simple testing programme. The required result is an increase in the deformability modulus of the foundation supporting the dam structure and an improvement in the structural homogeneity of the rock. Critics say that the eventual results are difficult to check and it may be too risky to include such assumed

vérifier et qu'il est trop risqué d'inclure ces améliorations supposées dans les critères du projet. Ceci suggérerait que, pour des excavations correctement exécutées par le procédé des tirs amortis (smooth blasting), des injections de consolidation ne devraient être utilisées que si le besoin ou l'amélioration des fondations sont clairement définis pour justifier ce traitement et son coût. Cependant ceci, comme bien d'autres sujets sur le thème du traitement des fondations, fait encore l'objet de beaucoup d'avis contradictoires.

### 3.1.3.3. Fondations non rocheuses

Pour les types de fondation autres que dans le rocher sain, le projeteur doit être aussi très prudent en cherchant des réductions de coûts à cause de la variabilité des conditions et des difficultés associées à l'efficacité des traitements proposés. Des cas importants et des exemples ont été présentés et discutés dans la Question 84 de la CIGB (Barcelone 2006) et au Symposium tenu à Antalya en 1999.

En général, seuls les barrages en béton de faible hauteur, tels que ceux représentés par les entrées des évacuateurs de crue sur les sites de barrage en remblai, devraient être projetés sur les fondations non rocheuses car ils peuvent, difficilement, absorber les déformations de la fondation. Si des économies sont recherchées, les barrages en béton fondés sur des fondations non rocheuses ou non rigides, ne doivent pas normalement être considérés comme des variantes réalistes. Cependant on doit noter que certains types récents de barrage, dérivés de la technique du BCR, tels que les barrages en remblai dur, les barrages en remblai dur à parements symétriques, les barrages en CSG (Cement, Sand and Gravel), peuvent être construits sur des fondations plus faibles et déformables, pourvu naturellement que les mesures usuelles aient été prises pour contrôler les fuites, les sous pressions et les érosions régressives dans la fondation. Cette nouvelle possibilité est due au module d'élasticité plus faible et au coût unitaire plus bas du matériau. Cette dernière caractéristique permet d'adopter de façon économique des profils symétriques pour le barrage, avec de plus faibles contraintes en fondation et qui changent peu sous les différents cas de charge.

Pour les sites où la surface du rocher pour supporter le barrage en béton ne peut être atteinte de façon économique, des variantes de barrages en terre ou en enrochement doivent être considérées. Les traitements de fondation pour ces types de barrage consistent essentiellement à contrôler les fuites qui autrement pourraient causer des érosions de la fondation et des renards. Les moyens correspondants utilisés dans ce but sont généralement des systèmes de paroi moulée ou d'augmentation du contact avec la fondation pour diminuer le gradient hydraulique et donc la force d'érosion ou une combinaison des deux concepts. Dans tous les cas il y aura besoin de les combiner avec des travaux de décompression par drainage et filtres appropriés pour contrôler la migration des particules fines.

L'efficacité de la solution basée sur tous ces concepts dépend des conditions naturelles du site et de l'adéquation de la solution spécifique et de la technologie employée. L'implantation de n'importe laquelle de ces solutions aura en général une influence significative sur le programme de construction, et dans beaucoup de cas dans la formulation du projet général. Un exemple de cette influence croisée dans d'autres caractéristiques du projet pourrait être la construction d'un tapis d'étanchéité à l'amont du barrage pour réduire le gradient hydraulique à travers la



improvements in design criteria. This would suggest that, for excavation correctly executed by smooth blasting, consolidation grouting should be used only when clearly needed and where definite foundation improvements justify its application and cost. However this, as well as other topics on the foundation treatment theme, is still subject to many contradictory opinions.

### *3.1.3.3. Non-rock foundations*

In types of foundations other than sound rock the designer should also be very prudent in seeking cost reductions because of the variability of the conditions and difficulties associated with the effectiveness of proposed treatment. Important cases and examples were presented and discussed in ICOLD Question 84 (Barcelona 2006) and in the Antalya Symposium held in 1999.

Generally only low concrete dams, such as those representing spillway headworks at embankment dam sites, would be designed for non-rock foundations due to the difficulty of absorbing foundation deformations. If economy and cost savings are sought, concrete dams founded on non-rock and non-rigid, foundations, should not normally be considered as realistic alternatives. However it should be noted that some recent types of dams, derived from RCC techniques, such as Face Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) and Cement, Sand, Gravel Dam (CSG), can be built on such weaker and deformable foundations, all of course providing that the usual measures are taken to control seepage, uplift and piping in the foundation. This new possibility is due to the lower elastic modulus and lower unit cost of the material. This latter characteristic allows adopting economically a symmetrical cross section for the dam, with lower stresses in the foundation and little change under the different load cases.

In sites where rock surfaces cannot economically be reached to support the concrete dam, earth or rock-fill alternatives are generally the dam types to be considered. Foundation treatments for these types of dam are essentially focused on controlling seepage which could otherwise cause foundation erosion and piping. The corresponding means generally used for this purpose are devices creating a positive seepage cut-off, extending the foundation contact to decrease the hydraulic gradient and therefore the erosive force, or a combination of the two concepts. In all cases these would need to be combined with drainage relief works with appropriate filters to control particle migration.

The effectiveness of a solution based on any of these concepts depends on the natural conditions of the site and on the adaptability of the specific solution and technology employed. The implementation of any solution will generally have a significant impact on the construction programme, and in many cases in the formulation of the general project layout. An example of this cost cross-influence in other features of the project could be the construction of an impervious blanket upstream of dam to reduce the hydraulic gradient across the foundation area.

fondation. Quoique le coût d'un tel tapis ne soit pas très élevé en général, sa longueur nécessaire peut obliger à déplacer plus à l'amont les entrées des galeries de dérivation provisoire et d'augmenter ainsi la longueur et le coût de ces galeries.

Un écran étanche peut être fait en remplaçant les sables et graviers perméables avec de la terre compactée ou en construisant une zone mince ou un mur imperméable en utilisant différentes technologies. Parmi celles-ci, la plus commune pour des fondations en sable et gravier sont les parois moulées construites avec des mélanges de sol-bentonite ou sol-ciment-bentonite et/ou des murs en béton et/ou en palplanches. Chacune de ces solutions (et en fait d'autres non mentionnées ici) implique des éléments de coût qui comprennent les études et essais pour déterminer la procédure adéquate à utiliser, la main d'œuvre spécialisée pour les réaliser, les matériels spécialisés à amener sur le site en temps voulu, les matériaux spéciaux et souvent des royalties pour l'utilisation de technologies brevetées. Cependant, l'un des impacts sur les coûts les plus importants en formant une telle paroi moulée peut être l'interférence résultante avec le programme de construction. Ce dernier peut être allongé si le degré d'étanchéité visé initialement n'est pas atteint et que des travaux supplémentaires doivent être entrepris.

Ce problème est plutôt courant, spécialement si le projet nécessite d'atteindre le bed-rock sous la couverture alluviale. Évidemment, si la construction de la paroi est faite en dehors de l'emprise du barrage, par exemple pour les BEMB, comme il est mentionné plus haut, l'impact sera beaucoup plus faible. Tous ces facteurs indiquent le besoin pour le projeteur et l'entrepreneur de consacrer assez de temps et d'effort à rechercher et évaluer tout site particulier avec les caractéristiques associées au projet et d'être capables de choisir la technologie la plus efficace et la plus économique. Un bon exemple d'utilisation de différentes techniques est donné par la récente construction du barrage de Peribonka au Canada dans un canyon profond rempli d'alluvions. La technique a consisté à utiliser la vibro-densification des alluvions jusqu'à une profondeur de presque 50 m et à consolider les alluvions en utilisant la technique des « tubes à manchette » de chaque côté de la paroi moulée en poursuivant ce traitement jusqu'à une profondeur excédant 125 m.

#### **3.1.4. Barrages-poids en béton**

Depuis l'apparition et le succès des barrages en BCR, les constructions de barrage-poids en béton conventionnel ont pratiquement disparu de la scène. La raison est bien connue et s'explique par les considérations économiques. Le BCR est une méthode de construction des ouvrages en béton de masse qui combine les avantages d'une construction rapide et mécanisée avec des réductions d'emploi de ciment si on le compare avec le Béton Conventionnel Vibré (BCV). Cependant, le facteur-clé pour les économies est la réduction des délais de construction et l'utilisation intensive des équipements mécanisés.

Les méthodes de construction des barrages en BCR ont énormément évolué depuis ces 30 dernières années. Le but des efforts de l'ingénierie a été, et est encore, de réduire autant que possible la durée de construction, en évitant tous types d'interférences dans les opérations de construction mécanisées. Bien que les barrages en BCR aient les mêmes exigences, du point de vue des structures, que les barrages conventionnels en béton, le béton pour pouvoir être compacté par des rouleaux vibrants doit être plus rigide et en même temps maniable. Le corps du

Although the cost of such soil blankets is generally not high, its required length may result in having to move diversion tunnel intakes further upstream as well as increasing the length and cost of the tunnels.

A positive cut-off may be produced by replacing permeable sand or gravel with compacted earth, or building an impervious thin zone or wall, using different technologies. Among these, the most common for sand and or gravel foundations are slurry walls built with soil-bentonite or soil-cement-bentonite, and/or concrete and/or sheet-pile walls. Each of these solutions (and in fact others not mentioned here) imply cost elements which include studies and tests to determine the adequate procedure to be used, specialised man-power to build them, specialised equipment to be moved into the site at the appropriate time, special materials and often royalties for the use of patented technology. However, one of the greatest cost impacts in forming such a cut-off wall may be the resulting interference with the construction programme. This may be further increased if the initial attempt to achieve the specified degree of imperviousness is not reached and additional work has to be undertaken.

This is rather common especially if the design requires reaching the rock floor underneath the alluvial cover. Of course if the construction of the wall is done outside the embankment, for instance in a CFRD solution, as mentioned earlier, this impact may be much less. All these factors indicate the need for the designer and the constructor to dedicate enough time and effort to investigate and evaluate any particular site and the associated project characteristics and to be able to select the most effective and economical technology. A good example of the use of different techniques is given by the recent construction of the Peribonka dam in Canada in a deep alluvial canyon. The techniques consisted of vibro-densification of alluvial soils to a depth of nearly 50 m and the consolidation of alluvial soils using the “Tube à Manchette” technique on either side of the cut-off wall, both driven down to depths exceeding 125 m.

#### **3.1.4. Concrete Gravity Dams**

Since the emergence and popularity of RCC dams, massive conventional concrete gravity dams have practically disappeared from the construction scene. The reason is well known and is based on economics. RCC is a methodology for building mass concrete structures which combines the advantages of rapid and mechanised construction with reductions in the use of cement in comparison with Conventional Vibrated Concrete (CVC). However, the key factor for savings is the shortening of construction time and the intense utilization of mechanical equipment.

Construction methods for RCC dams have evolved dramatically over the last 30 years. The goal of the engineering effort was, and still is, to reduce dam construction time as much as possible, avoiding all types of interferences in the mechanised construction operation. Although RCC dams have the same structural requirements as conventional concrete dams, the concrete required for roller compaction has to be stiffer and at the same time workable. The dam body is formed with layers that are built by spreading and compacting the concrete. If the

barrage est formé de couches construites en étalant et en compactant le béton. Si les couches sont mises en place en une séquence rapide pour permettre le placement de chaque levée avant la prise de la couche inférieure, alors aucun traitement n'est nécessaire. Si ceci ne peut se faire, alors des discontinuités pourront apparaître et l'intégrité structurelle et l'étanchéité recherchées peuvent être mises en danger. Des joints verticaux (waterstops) et des inducteurs de fissure seront nécessaires pour contrôler les effets des changements de température et dans certains cas des membranes étanches sont incorporées dans le parement amont. Tous ces éléments peuvent perturber la construction et causer non seulement des retards mais aussi des dépenses liées au recours à des métiers plus spécialisés. Pour ces raisons il est important de retenir que le BCR n'est pas seulement un moyen de construire un barrage-poids en béton conventionnel avec quelques parties en BCR, mais plutôt que les barrages en BCR doivent être conçus comme tels dès le tout début de la phase du projet pour obtenir le maximum d'économie en utilisant autant de BCR que possible.

Pour surmonter quelques problèmes d'interférence dans la construction des barrages – ou du moins pour les simplifier – tout en maintenant les spécifications sur les structures et l'étanchéité, différentes méthodes et concepts ont été proposés pour la composition du BCR et les procédés de construction. Il y a beaucoup d'aspects sur les méthodologies valables pour lesquelles les opinions varient à l'intérieur de la profession, comme la meilleure méthode ou le meilleur concept en termes d'économie et d'efficacité des coûts. Il est possible qu'un site particulier et aussi l'expérience d'un entrepreneur donné conduisent à un type de méthodologie, mais il est apparent que différentes écoles de pensée tendent à favoriser différentes méthodes et procédés développés indépendamment. Cependant il y a beaucoup d'exemples de barrages en BCR bien projetés et bien construits, illustrant toutes les méthodologies valables. Les différences essentielles sont peut-être uniquement liées aux économies sur un site particulier et non à la qualité du produit final.

Concernant la vitesse de construction, quelques particularités techniques importantes sont actuellement utilisées, de façon plus ou moins routinière, dans la construction des barrages modernes en BCR. Des adjuvants spéciaux, tels que les retardateurs de prise, sont fréquemment utilisés à présent afin d'éviter les traitements coûteux des joints entre couches.

La Méthode des Couches Inclinaées (MCI) développée à l'origine durant la construction du projet de Jianggya en Chine (1997), consiste à répandre le BCR en couches inclinées, avec des pentes variant de 1 sur 8 à 1 sur 20, et formant une simple levée d'épaisseur de 3 à 4 m. Des descriptions détaillées de la méthode peuvent être trouvées dans des publications techniques variées. La MCI représente un changement utile par rapport à la méthode de construction d'origine par couches horizontales de BCR, lorsque la surface des couches à mettre en place est grande. Pour le barrage de Wirgane au Maroc, de taille moyenne, cette méthode a en plus permis, en plaçant le BCR successivement en rive gauche et en rive droite, de diminuer le nombre de coffrages pour les deux parements du barrage. De plus, en mettant en place le BCR de la rive gauche, simultanément et sans interférence, avec le BCV des ouvrages annexes en rive droite, on a pu réduire la durée totale de construction. L'avantage de la méthode est basé sur le besoin de mettre en place les couches à l'intérieur du temps de prise de la couche précédente ou d'être recouverte par un mortier de reprise pour assurer une liaison adéquate entre couches. Dans la

layers are produced in a fast sequence to permit each lift to be placed prior to the set time of the previous one, then no other treatment is required. If this does not happen then discontinuities may appear and the required structural integrity and watertightness, may be jeopardised. Vertical waterstops and crack inducers will be required in a typical RCC dam to control the effects of temperature change and in some case impervious liners are incorporated at the upstream face. All these features can disturb the construction and cause not only time delays but also expense due to more elaborate craftsmanship requirements. For these reasons it is important to recognise that RCC is not simply a means of constructing a conventional concrete gravity dam with some parts in RCC but rather that RCC dams have to be conceived as such at the very beginning of the design stage in order for maximum economies to be achieved through using RCC as much as possible.

To overcome some of the interferences in the dam construction, or at least to simplify them, while maintaining structural and watertightness, different methods and concepts have been proposed for the composition of RCC and for the construction process. There are many aspects of the available methodologies for which opinions vary within the profession as to which method or concept is the best in terms of economics and cost effectiveness. It is possible that a particular site and also the experience of a given contractor may lead to one type of methodology, but it is apparent that different schools of thought tend to favour different methods and processes developed independently. However, there are many examples of well designed and well built RCC dams, featuring all the types of methodologies available. Perhaps the key differences are strictly related to cost savings at a particular site and not to the quality of the final product.

In relation to construction production rates, some important technological features are being used more or less routinely for the construction of most modern RCC dams. Special admixtures, such as set-retarders, are frequently used now in order to avoid the costly treatment of cold joints between the different layers.

The Sloped Layer Method (SLM), originally developed during the construction of the Jianggya Project in China (1997), consists in spreading the RCC in inclined layers, with slopes of 1 on 8 to 1 on 20, and forming single lift thicknesses of about 3 to 4 m. Detailed descriptions of the method can be found in various technical papers. The SLM represents a useful change in relation to the original RCC horizontal layer construction whenever the surface of the layer to be placed is large. For the medium size Wirgane dam in Morocco, this method has moreover permitted, by placing the RCC successively on the left and the right banks, a reduction in the quantity of formwork for the dam faces. Moreover, by placing the RCC of the left bank simultaneously, and without interference, and also the CVC of the appurtenant works on the right bank, a reduction was effected in the total time of construction. The advantage of the method is based on the need to place layers within the set time of the previous lower layer or be treated with some form of bedding mortar to ensure adequate bonding. In purely horizontally placed layers, covering a distance from one abutment to the other, it is difficult to avoid the need

méthode de mise en place par couches horizontales d'une rive à l'autre, il est difficile d'éviter la nécessité d'étaler un mortier de reprise entre couches. Avec la MCI, la surface supérieure exposée (joint chaud) est considérablement réduite, ce qui permet une séquence complète de mise en place du BCR plus rapide. L'utilisation du mortier de reprise est alors limitée à tous les 3 ou 4 m, au lieu de tous les 30 cm.

Une autre amélioration très notable, largement utilisée à présent et qui contribue significativement à des réductions de coûts, est le BCR enrichi au mortier (Grouted Enriched RCC ou GE-RCC en anglais). C'est aussi une technologie d'origine chinoise utilisée maintenant pour rendre plus étanches le parement amont du barrage et le contact de ce dernier avec les rives. Il remplace effectivement d'autres méthodes telles que l'utilisation de zones équivalentes en BCV. La méthode GE-RCC consiste à répandre un coulis ciment-eau sur la zone à traiter en BCR non compacté – en quantités suffisantes pour être entièrement absorbé par le BCR précédemment mis en place – et ensuite de vibrer la zone en question à l'aide d'aiguilles vibrantes comme dans la méthode conventionnelle. Des recommandations sur son usage, sur la technicité de la méthode et sur les proportions de mortier et ciment dans le BCR peuvent être trouvées dans les publications correspondantes. Malgré l'étanchéité supplémentaire de la zone traitée, pour les très hauts barrages, tels que le barrage de La Miel de 188 m de hauteur, en Colombie, une étanchéité par revêtement externe (dans ce cas une membrane en PCV) a été appliquée en plus de la zone traitée par la méthode GE-RCC.

L'expérience de récents grands barrages en BCR a montré que des réductions importantes de coût et de délai de construction, permises notamment par cette technique, ont été obtenues avec :

- l'incorporation du batardeau amont en BCR dans le corps du barrage principal,
- la possibilité de faire passer les crues de chantier importantes sur les batardeaux et le barrage principal pendant la construction,
- l'utilisation de pouzzolanes naturelles, de basalte ou de calcaire finement broyé disponible à proximité des sites, lorsque les cendres volantes en sont éloignées,
- l'adoption d'agrégats et/ou liants de moins bonne qualité près du site, mais avec un parement amont du barrage non vertical pour satisfaire aux conditions de stabilité et de contraintes maximales,
- la réduction d'emploi, voire la suppression, des mortiers de reprise entre couches de BCR grâce à la MCI et à l'emploi des retardateurs de prise comme déjà signalé,
- pourvu que de bonnes conditions géologiques le permettent, il peut être préférable de placer la centrale en souterrain sur une des rives ou sur les deux. Ceci présente de nombreux avantages : élimination de toute interférence entre le barrage et les ouvrages de production hydroélectrique (en particulier pour éviter les problèmes liés à l'implantation des conduites forcées et aux joints entre le barrage en BCR et les prises d'eau et/ou la centrale en BCV), mise en place continue du BCR sur toute la largeur de la vallée sans obstruction importante, allongement de l'évacuateur de surface et

for spreading a bedding mix between such layers. With the SLM the exposed “live” upper surface is considerably reduced and allows a more rapid overall sequencing of RCC placement. The use of mortar bedding layers becomes limited to every 3 or 4 m, instead of every 30 cm.

Another very relevant improvement now widely used and which contributes significantly to cost reductions is Grouted Enriched RCC (GE-RCC). This is also a technology originated in China, and is now used to produce a more impervious upstream face for dams and at the contact with the abutments. It effectively replaces other methods such as the use of equivalent zones of CVC. The GE-RCC method consists of spreading a cement-water grout over the required zone of un-compacted RCC, in quantities sufficient to be fully absorbed by the previous placed RCC, and then to vibrate the layer area with conventional immersion vibrators. Recommendations on its use, on the technicalities of the method and on the proportions of cement mortar and RCC volume can be found in relating papers. In spite of the increased watertightness of the treated zone, for very high dams, such as 188 m high La Miel, in Colombia, an external impervious lining (in this case a PVC membrane) was applied in addition to the GE-RCC treated zone.

The experience of some recent large RCC dams has shown that significant cost and delay savings, allowed by this technique, have been obtained with:

- the integration of the RCC upstream cofferdam in the body of the main dam,
- the possibility to overflow the RCC cofferdams and the main dam by the most important floods during the construction,
- the utilization of natural pozzolans, fined ground basalt or limestone available near the site in place of remote fly ash,
- the choice of aggregates and/or cementitious materials of lesser quality near the site, but with a non vertical upstream face to satisfy the required conditions for the stability of the dam and its maximum stresses,
- the reduction, and even the suppression, of the bedding mix between the RCC layers thanks to the SLM and the use of set-retarders, as already mentioned,
- provided good geological conditions exist, it may be preferable to have an underground powerplant in one (or two) bank of the river. This presents many advantages such as: suppression of any interference between the construction of the dam and the construction of the hydroelectric facilities (in particular to avoid the problems linked to the penstocks implementation and the joints between the dam and the intake and/or the power house), continuous placement of the RCC from bank to bank without important

possibilité de déverser sur une grande longueur du barrage en construction (avec dans les deux cas, une possibilité de réduction importante des hauteurs de lames déversantes), suppression du batardeau entre le barrage et la centrale, possibilité de mise en service anticipée de la centrale car la construction du barrage n'est plus en général sur le chemin critique (les gains anticipés compensent, en partie ou en totalité, le supplément de coût de la centrale). Ceci est particulièrement vrai pour les projets avec, en même temps, de grandes puissances installées et de gros débits de crues comme il a été démontré sur l'aménagement de Longtan en Chine. Ces avantages seraient également obtenus si les conditions topographiques sont favorables et si on peut implanter la centrale à ciel ouvert, mais complètement séparée du barrage, dans l'une des rives, comme à Salto Caxias au Brésil. Il est à noter que dans ces cas, l'implantation générale des ouvrages serait analogue à ce qu'on aurait eu avec des barrages en remblai puisque les modes et contraintes de construction sont assez semblables,

- sur un site où le bon rocher se trouve à assez grande profondeur et si un barrage en remblai nécessite des ouvrages d'évacuation de crue et de dérivation provisoire très coûteux, une solution de barrage en remblai dur à parements symétriques pourrait être intéressante.

D'autres techniques améliorées – pour la construction des barrages en BCR et les réductions de coût – peuvent être trouvées dans la littérature technique et ne seront pas discutées ici, parce qu'elles s'appliquent à des courants de pensée spécifiques ou à des critères associés à des cultures spécifiques. Ces techniques concernent principalement le projet des mélanges BCR : ciment, liants, agrégats et adjuvants. Cependant, un point particulier qui mérite attention est la pratique consistant à zoner le profil des grands barrages avec des BCR de différentes compositions pour réduire la quantité de matériaux coûteux, tels que le ciment, dans des zones où les résistances requises sont plus faibles. Des calculs par éléments finis sont nécessaires pour définir un tel zonage. Cependant pour les barrages plus petits, les contraintes pour changer la composition des BCR peuvent créer des difficultés susceptibles d'excéder facilement les économies de matériaux.

En relation avec le zonage des barrages en BCR, il est important de mentionner que le barrage japonais conventionnel en BCR est toujours zoné avec une zone externe épaisse en béton contenant un pourcentage élevé de ciment et une zone interne avec un mélange plus pauvre. Ce type de barrage est appelé Roll Concrete Dam (RCD), et jusqu'à présent son utilisation est essentiellement limitée au Japon. Il est normalement considéré comme plus cher qu'ailleurs. Comme mentionné dans le rapport du Comité japonais des grands barrages (voir annexe 1) des recherches sont conduites actuellement au Japon pour obtenir des économies pour ce type de barrage.

En observant les différences dans les méthodologies valables pour la construction des barrages en BCR, il est important de garder à l'esprit que les entrepreneurs, en face de la tâche consistant à construire des barrages en BCR, sont capables de réaliser des économies significatives si on leur laisse une certaine flexibilité dans le choix de la méthode de construction la plus adaptée à leur savoir-faire, tout en obtenant et en garantissant la qualité du produit final. Ceci signifie que les spécifications pour la construction devraient se concentrer sur la qualité du



obstruction, possibility to lengthen the surface spillway and to overflow a longer part of the dam in construction (with, in the two cases, a possible reduction of the nappe depth), suppression of the cofferdam between the dam and the power plant, possibility to have an early commissioning of the first units as the dam construction is not generally on the critical path (the early benefits offset often, partially or totally, the additional cost of the underground power plant). This is particularly true for projects with both large installed capacity and large flood discharges, as demonstrated by the Longtan HPP in China. These advantages would be the same if the topographical conditions are favorable and if it is possible to implement an open air power house completely separated from the dam, in one bank of the river, such as for the Salto Caxias HPP in Brazil. It can be noted that, in these two cases, the general layout is similar to a scheme with an embankment dam since the method of construction and the associated constraints are rather similar,

- For a site where the good rock is rather deep and if an embankment dam would require very expensive structures for the spillway and the diversion works, a solution with a FSHD could be interesting.

Other improved techniques for RCC construction and cost reduction can be found in the technical literature and will not be discussed here, because they apply to specific lines of thought or criteria associated with specific cultures. These techniques are mainly concerned with design of the RCC mix: cement, cementitious materials, aggregate and additives). However, one particular point that deserves attention is the practice of zoning the cross section of large dams with different mixes, with the reduction of expensive materials, such as cement, in zones where strength requirements are smaller. Finite element analyses are necessary to define such zoning. However, in smaller dams a requirement for changing the mix composition may create difficulties that can easily exceed the savings in materials.

In relation to zoning RCC dams, it is important to mention that the conventional Japanese rolled concrete dam is always zoned, with an external thick zone of concrete mixed with a higher percentage of cement and an internal area with a poorer mix. This is called the Rolled Concrete Dam, RCD, and so far its use is essentially limited to Japan. It is normally considered somewhat expensive elsewhere. As mentioned in the report of the Japanese Committee on Large Dams, included elsewhere in this bulletin, research is being conducted in Japan to obtain cost reductions for this design.

Observing the differences in methodologies available for constructing RCC dams, it is important to bear in mind that contractors, faced with the task of building a dam, may be able to achieve significant economies if they are allowed some flexibility in choosing the construction method most suited to their skills, while preserving and achieving the required final end product. This means that construction specifications should concentrate on the desired product quality and not necessarily on methods or equipment to be used. An interesting example is the

produit désirée et non nécessairement sur les méthodes et le matériel à utiliser. Un exemple intéressant est le barrage de Kinta, en Malaisie. Dans ce cas on n'avait ni spécifié les détails du matériel de production, tels que la station de concassage ou la centrale à béton, ni les méthodes de construction du BCR. Ceci a permis à l'entrepreneur de déterminer les méthodes et les équipements les plus économiques, mais reposant sur «la compréhension de la philosophie du projeteur». En principe, c'est le facteur-clé pour permettre des améliorations significatives dans la technologie de construction, avec pour résultats des économies. Cependant, pour éviter des problèmes de qualité, il est aussi très important que le projeteur et/ou le maître d'œuvre comprennent et acceptent les propositions de l'entrepreneur et suivent de près le processus de construction et le produit qui doit être réalisé.

Dans le cas des barrages en BCR, il est aussi important de noter que le projet le plus économique consiste souvent à sélectionner les meilleurs matériaux (agrégats et liants) près du site et ensuite d'adapter le projet à ces matériaux, plutôt que d'adopter a priori un profil traditionnel de barrage en BCV et de rechercher plus tard les matériaux qui lui conviennent. Ceci veut dire que l'étude des matériaux valables pour le BCR doit être menée au début des études et non après le projet.

La très bonne résistance des barrages en BCR (et des barrages en BCV), vis-à-vis des déversements, permet aussi de faire des économies sur les ouvrages de dérivation provisoire. Ceci est discuté dans une autre partie de ce bulletin.

### **3.1.5. Barrages-voûtes**

#### *3.1.5.1. Caractéristiques des barrages-voûtes*

Les barrages-voûtes ont la forme de grandes structures en coque. Contrairement au barrage-poids qui résiste à la pleine charge par son poids propre et le frottement à sa base, la stabilité d'un barrage-voûte est obtenue grâce à son poids propre et, dans une grande mesure, en transmettant les charges imposées par effet d'arc aux deux rives de la vallée. Les barrages-voûtes travaillent essentiellement en compression, ce qui est spécialement favorable pour les matériaux avec des résistances élevées en compression tels que les bétons. Quand elle est soumise à des charges d'eau importantes, la géométrie d'une voûte peut permettre au barrage de s'arc-bouter contre les rives de la vallée en augmentant sa résistance. De plus les résistances du matériau sont augmentées par l'étreinte coaxiale. Théoriquement la géométrie de tels arcs peut être étudiée de telle façon que des contraintes maximales et égales apparaissent simultanément dans la plus grande partie de la structure. Ceci est une condition particulière pour les contraintes et permet de réduire au maximum l'épaisseur du barrage pour diminuer la quantité de matériau et faire des économies substantielles. Cependant, il est aussi important de s'assurer, avec de telles réductions, que la résistance au cisaillement demeure suffisante au niveau de la fondation du barrage.

La plus faible épaisseur des barrages-voûtes, comparée à celle des barrages-poids, signifie aussi une réduction des sous-pressions totales en fondation. Cependant la plus courte distance entre l'amont et l'aval signifie aussi des gradients de fuite plus élevés que dans le cas des barrages-poids. On doit aussi y penser et le prendre en compte dans le projet.

Kinta Dam, in Malaysia, as reported by Takahashi. In this case the details of the production equipment, such as crushing plant or RCC mixing plant were not specified and neither were the RCC construction methods. This allowed the contractor to determine the most economical equipment and method, but based, “on understanding the philosophy of the designer”. In principle, this is the key factor to allowing significant improvement in construction technology, and resulting cost reductions. However, to avoid quality problems it also is very important that the designer and/or Owner’s Engineer understand and agree with the contractor’s propositions and closely monitor the construction process and the product being achieved.

In the case of RCC dams, it is also important to note that the most economical project often consists of selecting the best available materials (aggregates and cementitious materials) near the site and then adapting the design to suit these materials, rather than to adopt a priori a traditional CVC profile and to search later for the materials to achieve that. This means that the study of available RCC materials must be carried out at the commencement of the project and not after its design.

The very good resistance of RCC dams (and CVC dams) against overtopping can also allow a reduction in the costs of diversion works. This is discussed elsewhere in this bulletin.

### **3.1.5. Arch Dams**

#### *3.1.5.1. Characteristics of Arch Dams*

Arch dams take the form of large shell structures. Unlike a gravity dam, which carries the entire load by its self-weight and base friction, an arch dam obtains its stability by both the self weight and, to a great extent, by transmitting the imposed loads through arch action into the valley walls. Arch dams operate essentially in compression, which is especially favourable for high compressive strength materials such as concrete. When subject to high water loadings the geometry of an arch can allow the dam wall to "lock" in position against the valley sides effectively increasing its resistance. Moreover material strengths can be enhanced by coaxial restraint. Theoretically the geometry of such arches can also be designed so that equal and maximum stress conditions occur simultaneously throughout most of the structure. This is called a complete stress condition and allows the thickness of dam to be reduced as much as possible, reducing the quantity of materials and gaining substantial economies. However, it is also important to ensure, with such reductions, that adequate shear capacity remains at the dam foundations.

The narrower wall thickness of arch dams, compared to gravity dams, means that there is also a reduction in total uplift pressures on the foundations. However the shorter upstream-downstream distance also means that seepage gradients will be higher than is the case with gravity dams. This also needs to be reflected and allowed for in the design.

Les points discutés ci-dessus signifient que les barrages-voûtes représentent une forme particulièrement économique de construction avec une quantité totale de matériau comprise entre  $1/3$  et  $2/3$  de celle nécessaire pour un barrage-poids équivalent. Ceci signifie aussi que les barrages-voûtes conviennent en particulier pour des barrages de grande hauteur tandis que les barrages-poids conventionnels sont plus adaptés pour des ouvrages de faible hauteur. Certainement lorsque la topographie, la géologie et les matériaux le permettent, les barrages-voûtes devraient être considérés comme une option dans toute comparaison de variantes.

La grande résistance des barrages-voûtes est reconnue depuis des siècles comme l'attestent certains des plus anciens barrages en maçonnerie existant encore au Moyen Orient. Selon les données enregistrées jusqu'à présent, il y a eu peu de ruptures de barrages-voûtes et aucune n'est due à un tremblement de terre. Jusqu'aujourd'hui, un grand nombre de barrages-voûtes a été construit : par exemple en Chine, il en existe 500 de plus de 30 m de hauteur, 60 de plus de 70 m, et 15 de plus de 100 m. Par ailleurs, 3 de plus de 250 m de hauteur sont en cours de construction.

### 3.1.5.2. Site et axe du barrage

- Sélection de la topographie

La géométrie du site du barrage est la considération de base dans la sélection d'un barrage-voûte. Elle affecte directement et grandement la poussée totale exercée par la retenue et la distribution des charges hydrostatiques à chaque niveau. Par conséquent, c'est le premier des facteurs importants qui contrôle l'économie du projet.

Les barrages-voûtes conviennent bien dans les vallées en forme de U ou de V. Un barrage-voûte est économique dans les canyons avec un rapport longueur/hauteur de 3 à 4. L'avantage économique le plus important est généralement obtenu pour un rapport inférieur à 3, mais les sites avec des rapports supérieurs à 4 peuvent aussi être envisagés pourvu que le projet soit étudié de façon appropriée. Avec les présentes règles de l'art, de projet de barrage-voûte calculé par ordinateur, il est possible d'obtenir des «projets optimisés» sur des sites qui auraient été considérés comme difficiles dans le passé. Des facteurs autres que le rapport longueur/hauteur deviennent beaucoup plus prédominants pour les sites de barrage avec des rapports supérieurs à 6. Pour ces sites, une étude attentive doit être conduite en tenant compte des contraintes de dérivation provisoire, de la disponibilité des matériaux de construction et des contraintes sur les ouvrages d'évacuation des crues et de vidange. Le choix final doit être basé sur des comparaisons économiques approfondies.

Dans le cas des barrages-voûtes, plus la rivière est étroite plus il sera économique en terme de volume global. Mais dans ces cas, il peut y avoir aussi des difficultés pour l'implantation générale des ouvrages et des installations de chantier, pour l'exécution des fouilles et aussi pour maintenir la stabilité des rives. Dans de telles situations, il devient très important de considérer tous les facteurs qui interagissent et de baser les comparaisons économiques sur l'ensemble du projet et non sur le barrage seulement.

The points discussed above mean that arch dams represent a particularly economical form of construction with total material quantities required being only one third to two thirds those required for an equivalent concrete gravity dam. This also means that arch solutions are especially suitable for high dams whereas conventional concrete gravity structures may be more suitable for low dams. Certainly where topographic, geological and material conditions allow, arch dams should be considered as one option in any comparison of alternatives.

The high strength of arch dams has been recognized for centuries, a fact attested by some of the oldest masonry structures still standing in the Middle East. According to records to date, there have been few structural failures of arch dams and none due to earthquake. Up to now, a large number of arch dams have been built: for instance in China, 500 being more than 30 m, 60 over 70 m, and 15 over 100 m in height. In addition 3 more than 250 m high are under construction.

### *3.1.5.2. Dam Site and Dam Axis*

- Selection of topography

The geometry of the dam site is the most basic consideration in the selection of an arch dam. It directly and greatly affects the total thrust exerted by impounded water and the distributions of water loads at each elevation. Thus, it is the first important factor that controls economy.

Arch dams are well suited to narrow V-or U-shaped canyons. It is economical if an arch dam is located in canyons with length-height ratios of 3 to 4. In these sites the cost in China to construct a concrete double curvature arch dam is about 55% to 65% of that required to construct a gravity dam and 65% to 75% of the cost required for an arch-gravity dam. The greatest economical advantage is generally for a length-height ratio less than 3, while sites with ratios greater than 4 can also be considered provided the design is carried out appropriately. With the present state of the art in the computerised design of arch dams it is now possible to obtain “optimum designs” for sites which would have been considered difficult in the past. Factors other than length-height ratio become much more predominant in the selection process for dam sites with length-height ratios greater than 6. For these sites a careful study must be performed with consideration given to the diversion requirements, availability of construction materials and spillway and outlet works requirements. The final selection must be based on careful economic comparisons.

In the case of arch dams, the narrower river is the most economical in terms of overall volume. But in such cases there may also be some difficulty for arranging overall project layouts, construction site facilities, performing dam foundation excavations and also maintaining the stability of valley sides. In such situations it becomes very important to consider all the interrelated factors and to base economic comparisons on the whole project layout and not only on the main dam wall.

En faisant la comparaison entre les différents sites potentiels, on doit faire aussi attention aux facteurs qui peuvent faciliter la construction. Par exemple des sites de barrage choisis près de l'entrée ou de la sortie d'une gorge permettront de trouver des emplacements plus faciles pour les aires de construction avec de bonnes liaisons pour les transports. Si un site est au milieu de la gorge, on essaiera de trouver une surface à ciel ouvert ou une plate-forme au-dessus de la crête du barrage. Par exemple, il existe de telles grandes surfaces, sur les deux rives et au sommet de la montagne, près du barrage-voûte de Xiluodu (271 m de hauteur) en cours de construction en Chine.

- Reconnaissances géologiques et fondation

Un barrage-voûte exige un rocher de fondation solide de qualité suffisante pour résister aux charges imposées d'une part par son poids propre et d'autre part par celles produites par la retenue. Dans le but de sélectionner un site, une fondation avec une résistance à la compression suffisante pour supporter un barrage-poids traditionnel serait, en général, aussi satisfaisante pour un barrage-voûte. Mais comme les charges sont transmises à la fondation tout au long de la surface de contact entre le barrage et la fondation, les appuis d'un barrage-voûte doivent répondre à des exigences similaires à celles requises pour la partie la plus haute, mais en proportion de la valeur de la résultante des forces, et cela pour n'importe quelle cote de l'arc.

En pratique, les fondations en fond de vallée et sur les rives sont rarement constituées d'un seul type de rocher de résistance uniforme. De plus, des zones faibles existent toujours, telles que des failles, des zones de contact, des zones cisailées et des fissures. Il n'est par conséquent pas toujours nécessaire ou possible de poser un barrage-voûte sur un rocher complètement sain, solide ou homogène. Les barrages-voûtes sont capables de ponter de petites zones de faible résistance en fondation sans affecter significativement les contraintes internes. Des fondations peuvent être encore acceptables et économiques, même si on rencontre des failles plus grandes et relativement plus sérieuses et des zones de cisaillement. De tels facteurs peuvent affecter les contraintes dans le barrage ou la stabilité de la fondation mais sont acceptables, jusqu'à un certain point, pourvu qu'un traitement approprié et un renforcement par injection, béton de remplissage ou utilisation en fondation de dalles de transition en béton, aient été réalisés.

Les reconnaissances pour les fondations des barrages-voûtes doivent en général être effectuées plus en détail que pour les autres types de barrage à cause des plus grandes contraintes impliquées et de la relation critique qui existe entre le barrage et sa fondation. Pour déterminer les profondeurs d'excavation convenables et les traitements de fondation nécessaires, le type de rocher, la qualité du rocher, et la localisation et les caractéristiques des défauts en fondation doivent être précisément définis. Ceci est essentiel pour assurer la sécurité et l'économie d'un barrage-voûte non seulement du point de vue du projet mais aussi de la construction. Ceci peut être fait en utilisant les techniques de la géologie et de la mécanique des roches conformes aux règles de l'art et en faisant analyser de façon attentive les informations tirées des reconnaissances par des géologues compétents travaillant en étroite relation avec les ingénieurs spécialistes des barrages. Les grands barrages-voûtes peuvent justifier des reconnaissances spécialement approfondies, en particulier si des conditions géologiques plus compliquées prévalent.

In making comparisons between different potential sites, consideration should also be given to factors which might ease construction. For example dam sites chosen near the entrance or exit of a canyon would also make it relatively easy to find areas for arranging construction areas with good transport links. If a site has to be in the middle part of canyon, one may try to find an area with some open fields or platforms above dam crest elevation. For instance, there are such large areas close to the dam site in both banks on the top of mountain for Xiluodu arch dam (271 m high), under construction, in China.

- Foundation and Geological Investigation

An arch dam requires a competent rock foundation of sufficient strength to withstand the loads imposed by both the self weight of the dam itself and also from the reservoir. For the purpose of site selection, a foundation with a compressive strength sufficient to carry the load from a traditional gravity dam would also, generally, be satisfactory for an arch dam. But inasmuch as the loads are transmitted to the foundation along the entire dam-foundation contact area, the abutments of arch dam must meet similar foundation requirements as those required for the deepest part of the dam, but commensurate with the magnitude of the resultant forces at any given arch elevation.

In practice valley foundations and abutments are rarely made of a single type of rock of uniform strength. In addition weak zones always exist, such as faults, contacts, shear zones and fissures. It is therefore hardly ever necessary or possible to put an arch dam on completely fresh, solid or homogeneous rock. Arch dams are capable of spanning small and slightly weak zones without significantly affecting internal stresses. Foundations may still be acceptable and economic even if larger and relatively serious faults and shear zones are found. Such factors may affect the internal stresses of the dam or foundation stability but can be accepted, to an extent, provided appropriate treatment and strengthening is carried out such as through grouting, dental concrete or the use of intermediate, concrete transitions slabs at the foundations.

Investigations for arch dam foundations must generally be accomplished in more exacting detail than for other dam types because of the higher stresses involved and the critical relationship of the dam to its foundations. For determining suitable excavation depths and foundation treatment requirements, the rock types, rock quality, and the location and characteristics of foundation defects must be accurately defined. These are essential to ensure safety and economy for an arch dam not only from the point of view of design but also of construction. It can be done by employing state-of the-art techniques in geological and rock mechanics investigations and carefully analyzing information obtained from the investigations using competent engineering geologists, and by coordinating closely with the dam designers. High arch dams may merit especially extensive investigations particularly where more complicated geological conditions prevail.

- Implantation générale

Pour un aménagement hydroélectrique, le projet inclut généralement la disposition du barrage, celle des ouvrages de production d'énergie et d'évacuation des crues. Dans l'étude du projet, on doit choisir la meilleure position pour le barrage, mais on doit aussi tenir compte de façon complète des autres contraintes pour obtenir la plus grande économie possible sur l'ensemble du projet. Dépendant de différentes conditions topographiques et géologiques aussi bien que de diverses conditions hydrologiques, on peut retenir, de façon ingénieuse, beaucoup de sortes de projets de barrage-voûte.

Avec les barrages-voûtes hydroélectriques de grande hauteur situés dans des canyons plutôt étroits et avec des contraintes de grande puissance installée ou d'évacuation de grosses crues, il peut être économique de placer la centrale immédiatement à l'aval de la voûte. Un exemple d'aménagement avec une centrale de grande puissance est celui de Lijiata en Chine terminé en 1997. Il comporte une voûte à double courbure de 165 m de hauteur. La centrale est située juste à l'aval du barrage avec deux rangées de groupes. Chaque rangée comporte 5x400 MW groupes disposés en parallèle fournissant une puissance totale de 2 000 MW. Les ouvrages de décharge sont situés sur les deux côtés de la centrale et à travers le barrage et on a une capacité de 1 200 m<sup>3</sup>/s. Une telle disposition réduit effectivement la longueur de la centrale d'environ 55 % à 70 %. Un second exemple est la centrale de 400 MW de l'aménagement de Fengtan. Dans ce cas le barrage poids-voûte de 112,5 m de hauteur, achevé en Chine en 1978, comporte un évacuateur de crue de 14 900 m<sup>3</sup>/s surmontant la centrale qui est à l'aval immédiat de la voûte. Ceci permet non seulement des économies considérables sur l'excavation et le béton de la centrale mais aussi sur le barrage.

Un bon et efficace usage peut être fait de la topographie si la vallée s'élargit brusquement à l'aval. Ceci peut faciliter l'implantation d'une centrale en rive et aussi celle des ouvrages de décharge de grande capacité. L'aménagement de Geheyan en Chine est un exemple typique. C'est un barrage poids-voûte de 151 m de haut, avec une puissance installée totale de 1 200 MW et un débit d'évacuation de 27 800 m<sup>3</sup>/s. La centrale est située en rive droite, à l'aval du barrage avec de courtes galeries d'amenée et des conduites forcées rectilignes, mais sans cheminée d'équilibre ou galerie de fuite. Des résultats très économiques ont été obtenus parce que les dispositions adoptées pour l'évacuateur de crue et la dissipation de l'énergie ont aussi été très efficaces.

Pourvu que de bonnes conditions géologiques le permettent, il peut être préférable de placer la centrale en souterrain sur une des rives ou sur les deux. Ceci élimine toute interférence avec l'évacuateur de crue et les ouvrages de vidange placés au-dessus du lit de la rivière, ce qui permet l'optimisation de ces derniers à cet endroit. Ceci est particulièrement vrai pour les projets avec, en même temps, de grandes puissances installées et de gros débits de crues. De telles dispositions ont été adoptées pour quatre grands projets en Chine, notamment à Ertan, Xiaowan, Xiluodu et Jinping. Le premier a été achevé en 1998 et les trois autres sont en cours de construction. Tous sont des barrages-voûtes en béton à double courbure avec respectivement des hauteurs de 240 m, 292 m, 271 m et 305 m, avec des puissances installées de 3 300 MW, 4 200 MW, 14 022 MW et 3 600 MW et avec des débits de crues de 23 900 m<sup>3</sup>/s, 22 600 m<sup>3</sup>/s, 52 300 m<sup>3</sup>/s et 13 897 m<sup>3</sup>/s.



- Layout

For a hydropower project, the layout usually includes the arrangement of dam, power generating facilities, and spillway works. In a layout study, one must select the best position for the dam, but other facilities requirements also should be comprehensively considered to gain the best possible economy for the whole project. Depending on different topographical and geological conditions as well as different hydrological conditions, many different kinds of the layout can be ingeniously taken into account for an arch dam project.

In relation to high arch dams located in rather narrow canyons and with larger installed capacities or large flood discharge requirement, it can be a cost effective to arrange the power house immediately downstream of the dam. One example with a large installed capacity is the Liji Xia project in China, completed in 1997. It has a double-curvature concrete arch dam 165 m high. The power house is located immediately downstream of the dam, with two rows of generating units. Each row features 5×400 MW units arranged in parallel giving a total capacity of 2 000 MW. Outlet works are located on both sides of the power house and through the dam and have a total discharge capacity of 1 200 m<sup>3</sup>/s. Such an arrangement effectively reduces the length of power house by about 55% to 70%. A second example is the power house of the 400 MW Fengtan project. In this case the 112.5 m high arch-gravity dam, completed in China in 1978, features a 14 900 m<sup>3</sup>/s spillway surmounting the power station which is in turn located immediately downstream of the dam wall. This not only saved considerable amounts of excavation and concrete in the power house but also dam concrete.

Good and effective use can be made of topography where the downstream valley features an abrupt expansion. This can facilitate the location of a bank-side type power house and also large discharge outlet works. The Geheyan project in China is a typical example. It is an arch-gravity dam, 151 m in height, with a total installed capacity of 1 200 MW and a total discharge of 27 800 m<sup>3</sup>/s. The power house is located on the right bank, downstream of the dam with short and straight power tunnels and pressure penstocks but without the need for surge tanks or tailrace tunnels. Very economic results were achieved while spillway and energy dissipation arrangements were also very effective.

Provided good geological conditions permit, it may be preferable to locate the power generation facilities underground, either on one or both banks. This eliminates any interference with the spillway and outlet works in the river channel above, allowing those to be optimised in relation to the river channel. This is particularly true for projects with both large installed capacity and large flood discharges. Such arrangement has been adopted in the case of four large projects in China, namely: Ertan, Xiaowan, Xiluodu and Jinping. The first was completed in 1998 and the remaining three are under construction. All are double-curvature concrete arch dams, with respective heights of 240 m, 292 m, 271 m and 305 m, respective installed capacities of 3 300 MW, 4 200 MW, 14 022 MW and 3 600 MW and respective flood discharges of 23 900 m<sup>3</sup>/s, 22 600 m<sup>3</sup>/s, 52 300 m<sup>3</sup>/s and 13 897 m<sup>3</sup>/s.

La séparation des ouvrages de production électrique et des ouvrages d'évacuation de crues facilite une exploitation indépendante et satisfaisante. De plus, la séparation des ouvrages minimise aussi toute interférence pendant les travaux rendant la construction plus facile, plus commode et plus rapide. Ces facteurs peuvent être spécialement importants pour de grands projets avec de longues périodes de construction parce que des économies considérables peuvent être obtenues si la durée globale de construction peut être réduite d'un an ou même de six mois.

- Matériaux

Les barrages-voûtes peuvent être classés comme des ouvrages en béton, maçonnerie de ciment, BCR ou béton expansif selon les matériaux de construction utilisés.

Pour des barrages de hauteur faible ou modérée, des voûtes en maçonnerie peuvent être économiques parce que de la maçonnerie peut être obtenue localement. Ces barrages n'ont besoin que de petites quantités de ciment et la méthode de construction est assez simple. De nombreux barrages-voûtes en maçonnerie ont été réalisés en Chine. Un total de 1 500 a été construit avec des hauteurs supérieures à 15 m. Parmi eux, 23 ont plus de 70 m de hauteur. Le plus haut comprend le barrage poids-voûte de Qunying achevé en 1971 et le barrage-voûte avec des arcs elliptiques de Xiahuiken achevé en 2002. Leur hauteur est de 101,3 m et 100,5 m et leur rapport épaisseur/hauteur de 0,52 et 0,20 respectivement. Un barrage particulièrement mince est la voûte de Tongkenxi, de 48 m de hauteur, qui a une base de 5 m d'épaisseur et un rapport épaisseur/hauteur de 0,104.

Le BCR représente aussi une forme particulièrement économique de construction de barrage-voûte et la Chine a été la pionnière pour son utilisation dans les voûtes, en procédant essentiellement par tâtonnement. Un total de 8 barrages-voûtes en BCR a été réalisé (en 2008) avec 3 d'entre eux de plus de 100 m de hauteur. Le barrage-voûte à double courbure en BCR, de Shapai est le plus haut du monde et a été achevé en 2005, avec une hauteur de 132 m, une longueur en crête de 258 m et une épaisseur à la base de 28 m. Le second plus haut est le barrage de Shimenzi, qui est aussi une voûte à double courbure. Ce dernier a été achevé en 2001, avec une hauteur de 109 m, une longueur en crête de 187 m et une largeur à la base de 30 m. Puding est aussi un barrage poids-voûte en BCR achevé en 1993, avec une hauteur de 75 m, une longueur en crête de 196 m et une largeur à la base de 28,2 m.

Une nouvelle technique de construction de barrage-voûte, dont la Chine est aussi pionnière, consiste à utiliser des bétons légèrement expansifs. L'intention est d'améliorer le comportement de la structure vis-à-vis de la fissuration et d'éviter aussi la mise en place des joints de contraction. Les deux facteurs simplifient grandement la construction, accélèrent le processus de progression de la construction et donc produisent des économies. Les pratiques pour les études et ingénierie pour cette nouvelle technique sont en train d'être développées et réalisées en Chine. Le barrage-voûte à double courbure de Changsha a été construit en 1999 et a été le premier au monde à appliquer cette technique, en utilisant du béton légèrement expansif contenant entre 2,23 % et 2,77 % de MgO dans le ciment, sans aucun joint de construction. Le barrage a 55,5 m de hauteur, 142,8 m de longueur et 9,6 m de largeur à sa base. Le béton de tout le barrage a été mis en place en 90 jours seulement. Un autre exemple est le barrage-voûte à double courbure de Shalaohe

Separating the power generation and the flood discharge works facilitates their independent and satisfactory operation. Furthermore, separating the structures also minimises any cross interference during construction making the construction easier, more convenient and quicker. These factors can be especially important for large projects with long construction periods since considerable economies can be achieved if overall construction time can be reduced by one year or even by six months.

- Materials

Arch dams can be classified as concrete, cemented masonry, RCC and expansive concrete according to the construction materials used.

For low or moderate height dams, cemented masonry arch dams can be economic as the masonry materials can be locally obtained. They need only small amounts of cement and the method of construction is fairly simple. A number of cemented masonry arch dams have been completed in China. A total of 1500 have been built with height over 15 m. Among them are 23 more than 70 m high. The highest include the Qunying arch-gravity dam completed in 1971 and the Xiahuiken elliptical arch dam in 2002. They have heights of 101.3 m and of 100.5 m and thickness-height ratios of 0.52 and 0.20 respectively. An especially thin dam is the 48 m high Tongkenxi arch dam which has a base width of only 5 m and a thickness-height ratio of 0.104.

RCC also represents a particularly economic form of construction for arch dams and its use for arch dams has been pioneered in China, largely by a trial-and-error process. A total of 8 RCC dams have been completed (as at 2008) with 3 of them more than 100 m in height. Shapai double-curvature RCC arch dam is the highest in the world and was completed in 2005, with a height of 132 m, a crest length of 258 m and a base width of 28 m. The second highest is Shimenzi dam, which is also a double-curvature arch dam. It was completed in 2001, with a height of 109 m, a crest length of 187 m and a base width of 30 m. Puding is an RCC gravity arch dam completed in 1993, with a height of 75 m, a length of 196 m at the crest and a base width of 28.2 m.

A new technique to built arch dams has also been pioneered in China and features the use of slightly expansive concrete. The intention is to improve behaviour against cracking and also eliminate the need for contraction joint formation. Both factors greatly simplify construction, speed up the construction process progress and hence produce economies. The studies and engineering practices for this new technique have being developed and achieved in China. Changsha double-curvature arch dam was completed in 1999 and was the first one in the world to apply the technique, using slightly expansive concrete containing between 2.23% to 2.77% of MgO in cement without any construction joints. The dam is 55.5 m high, 142.8 m long and 9.66 m wide at the base. It only took 90 days to finish the whole concreting of the dam. Another one is Shalaohe double-curvature arch dam completed in 2001, with a height of 62.4 m, a crest length of 184.8 m and a base width of 13 m. The amount of MgO compared to cement content was 4.0% to

achevé en 2001, avec une hauteur de 62,4 m, une longueur en crête de 184,8 m et une épaisseur à la base de 13 m. La quantité de MgO par rapport à celle du ciment a été de 4,0 % à 5,5 %. La durée totale de construction a été de 9 mois environ.

- **Forme du barrage**

La forme d'un barrage-voûte est importante du point de vue de la sécurité et de l'économie. Les procédures d'optimisation, les technologies modernes et avancées de calcul sur ordinateur et les programmes permettent à présent de projeter de façon sûre les formes les plus économiques. Dans le cas des barrages-voûtes, on peut compliquer la forme pour économiser du volume, alors que cette forme devrait être aussi simple que possible pour faciliter la construction dans le cas des barrages-voûtes en maçonnerie ou en BCR.

Pourvu que la stabilité au glissement en rives soit obtenue, le plus grand angle au centre d'une voûte doit être utilisé. Les angles au centre à chaque niveau sont généralement projetés pour être aussi égaux que possible afin de réduire le volume et le coût du barrage. En général, une voûte à simple courbure peut convenir pour une vallée en forme de U, tandis qu'une voûte à double courbure conviendrait mieux pour une vallée en forme de V.

Les arcs utilisés autrefois dans la construction des barrages-voûtes étaient circulaires. Le développement des ordinateurs a permis d'explorer des formes plus compliquées. Celles-ci comprennent à présent des arcs circulaires avec trois centres, des arcs paraboliques, des arcs elliptiques, des arcs en spirale logarithmique, des arcs hyperboliques et des arcs quadratiques unifiés. Toutes ces formes ont été étudiées et utilisées pour améliorer l'état des contraintes internes et pour optimiser les volumes des barrages qui dépendent de la topographie et de la géologie du site, de la stabilité des rives et de la hauteur du barrage.

Quelques exemples de telles formes de barrages-voûtes construits avec succès en Chine sont présentés ci-dessous : les arcs à trois centres ont été utilisés pour le barrage poids-voûte de Baishang et aussi pour la voûte en béton à double courbure de Jingshuitan. Ils ont 149,5 m and 102 m de hauteur, et ont été achevés en 1983 et 1987 respectivement. On a adopté pour les deux grands barrages de Xiaowan et d'Ertan des arcs paraboliques dans des canyons de forme typique en V, tandis qu'on a économisé 28 % de béton sur le barrage-voûte à double courbure, de Jiangkou de 140 m de hauteur, et qui vient d'être achevé, en utilisant des arcs elliptiques. Sur le site asymétrique du barrage-voûte de Longtouzhai, on a utilisé avec succès des arcs en forme de spirale logarithmique et en ajustant les paramètres correspondants. Ce dernier barrage a 90,7 m de hauteur et a été achevé en 1998. La forme adoptée a permis de faire des économies importantes sur le volume des fouilles. Sur le barrage-voûte de Xiwei de 65 m de hauteur achevé en 1999, des arcs quadratiques unifiés ont été utilisés avec succès pour faire face aux conditions géologiques complexes et non uniformes de la fondation des deux rives à différentes cotes.

### **3.1.6. Barrages en enrochement**

En général les facteurs principaux qui affectent le coût des barrages en enrochement sont :

- le volume des remblais nécessaires pour le barrage principal,

5.5%. The total construction time was about 9 months.

- Shape of Dam

The shape of an arch dam is important for both safety and economy. Optimizing procedures and modern advanced computer technologies and programs make it possible to safely design the most economic shapes. The shape can be made complicated to save volume in the case of concrete arch dams, while it should be as simple as possible to facilitate construction in the cases of cemented masonry or an RCC arch dams.

Provided that the sliding stability of abutments can be maintained, the largest practicable central angle of an arch dam should be used. Central angles at each elevation are generally designed to be as equal as possible to reduce the volume and cost of the dam. In general, a single curvature arch dam may be suitable for a U-shaped site, while a double curvature arch dam may be better for a V-shaped site.

The horizontal arch sections used in the early days of arch dam construction were generally circular. The development of computer technology enabled more complicated shapes to be explored. These have included: three-centred arches, parabolic arches, elliptic arches, logarithmic spiral arches, hyperbolic arches and unified quadratic arches. They have all been studied and used to improve internal stress conditions and to optimise construction volumes, depending on topography, geology, abutment stability and dam height.

Some examples of these forms of arch dam construction successfully completed in China are presented below: three-centred arches were used at Baishang concrete arch-gravity dam and also at Jingshuitan concrete double-curvature arch dam. These featured heights of 149.5 m and 102 m, and were completed in 1983 and 1987 respectively. The large Xiaowan and Ertan dams both adopted parabolic arches in typical V-shaped canyon, while the construction of the 140 m high Jiangkou double-curvature arch dam, just completed, saved about 28% of concrete by using elliptic arches. Asymmetrical site was successfully handled by utilizing logarithmic spiral arches and adjusting the relevant parameters at Longtouzhai arch dam. This is 90.7 m high and was completed in 1998. The adopted shape saved considerable volumes of excavation. Unified quadratic arches were satisfactorily used to cope with the complex and non-uniform geological conditions along different elevations on both abutments of the 65 m high Xiwei arch dam, completed in 1999.

### **3.1.6. Rockfill Dams**

In general the main factors that affect the cost of rockfill dams are:

- the volume of fill material required for the main dam embankment;

- la qualité et les caractéristiques nécessaires du zonage du remblai,
- la vitesse et la continuité dans le déroulement de la construction,
- le type et la nature de l'organe d'étanchéité du barrage et/ou de ceux qui contrôlent les fuites et le drainage,
- le type et les caractéristiques de la fondation supportant le remblai.

Le coût de construction d'un barrage en remblai est lié principalement au matériel, à la main d'œuvre et aux méthodes de construction utilisées et, dans une moindre mesure, aux coûts des matériaux importés, principalement le ciment et les aciers de construction.

Le volume du remblai dépend bien sûr de la section et de la géométrie de la rivière mais aussi du profil du barrage, c'est-à-dire des pentes des talus amont et aval et de la largeur en crête. Évidemment le remblai doit être stable sous toutes les conditions de charge possibles et, pour simplifier, des caractéristiques des zones compactées à la fin. Celles-ci dépendent du type de matériaux utilisé, du compactage, des méthodes de construction qui détermineront les pentes à donner aux parements. Il devrait être clair, suivant ce qui a été exposé, que le zonage du barrage, formé de différents matériaux, placés par différentes méthodes et assumant différentes fonctions -telles que massif d'appui, création d'une barrière étanche, contrôle des percolations - peut induire des coûts qui peuvent contre balancer les efforts faits pour réduire le volume total du barrage. De plus, ces caractéristiques affectent les possibilités d'une séquence de construction plus ou moins régulière et ceci peut avoir un impact direct sur le coût de l'ensemble du projet.

La disposition des matériaux meubles et des enrochements dans le profil d'un remblai est sans aucun doute un domaine où des économies peuvent être obtenues. En général des économies sont réalisées quand des sols ou rochers extraits des fouilles peuvent être utilisés dans les remblais, pourvu naturellement que les programmes soient compatibles et la qualité des matériaux adéquate. Si certaines zones demandent des matériaux de provenance lointaine ou de zones d'emprunt difficiles et/ou nécessitent des traitements pour obtenir une granulométrie appropriée ou l'élimination des éléments délétères, les coûts pourraient augmenter substantiellement. La mise en dépôt et la reprise des matériaux créent un très important facteur de coût qui doit, en règle générale, être évité en regard de l'économie. Cependant dans beaucoup de cas il est très difficile de l'éviter. Il est par conséquent très important de formuler des projets et spécifications pour les remblais en considérant attentivement les procédures de construction et les implications de coût en dehors du soin apporté normalement aux performances de l'ouvrage. Il est possible que l'ingénierie des barrages en remblai soit un domaine où les évolutions et innovations aient produit de substantiels progrès et les exemples enregistrés devraient être examinées et évaluées en tant que références pour de nouveaux projets. Quelques commentaires sur des types spécifiques de barrages en remblai sont présentés ci-dessous.

### *3.1.6.1. Barrage en enrochement à masque en béton et barrage en enrochement à noyau en terre*

Pour les barrages en enrochement à masque amont en béton de ciment (BEMB), le remblai doit être construit de manière à limiter les déformations du

- the quality and required characteristics of the embankment zoning;
- the rate and time-wise continuity of construction progress;
- the type and nature of the dam element that provides impermeability to the embankment body and/or controls seepage and drainage;
- the type and characteristics of the foundation supporting the embankment fill.

The construction cost of a dam embankment is mainly related to the equipment and manpower used to implement the construction methods employed and, to a lesser degree, to the cost of imported materials, mainly cement and construction steel.

The volume of fill depends, of course, on the river section and geometry but is also related to the embankment cross section, i.e. to the inclination of the upstream and downstream slopes and to the width of the dam crest. Obviously the embankment must be stable under every possible combination of loading and, simplistically, the characteristics of the final compacted fill zoning. These will depend on the type of materials used and the compaction and construction methodology and will determine the required slopes. It should be clear from this statement that embankment zoning, formed with different materials placed by different methods and performing different functions, such as; support, creating an impervious barrier or controlling percolation, can incur costs which may offset the efforts to reduce the overall embankment volume. In addition, these features affect the possibilities of a more-or-less even construction sequence and this can have a direct impact on overall project costs.

Zoning of rock and soil materials in an embankment section is a definite area where savings can be obtained. In general, economy is achieved when locally available rock or soil material from required project excavation are used, provided of course that there is schedule compatibility and the material quality is adequate. If some zones require materials to be obtained from distant or difficult borrow areas and/or requiring processing to obtain grading or selectivity to avoid deleterious elements, costs may increase substantially. Stockpiling and re-handling materials create a very important cost factor which as a rule, should be avoided for the sake of economy. However in many cases this is very difficult to avoid. It is therefore very important to formulate designs and specifications for the embankment fill with due consideration for the construction procedure and cost implications besides the normal care with the engineering performance of the structure. Possibly embankment design is one area where evolution and innovation have produced substantial progress and the history of recorded examples should be examined and evaluated as references for new designs. Some comments for specific dam types are presented below.

#### *3.1.6.1. Concrete Faced Rockfill Dam and Earth Core Rockfill Dam*

In Concrete Faced Rockfill Dams (CFRDs) the embankment must be built in such a way as to limit face deformations, to ensure free drainage and to prevent the

masque, d'assurer un libre drainage et empêcher le développement des pressions interstitielles. Cette dernière condition a souvent été interprétée de façon prudente comme une nécessité d'utiliser uniquement des roches saines qui ne se détérioreront pas au cours du temps ou génèreraient pas des fines qui pourraient obstruer le libre passage des fuites. Cependant l'expérience a montré que des roches décomposées peuvent être utilisées si un zonage approprié est considéré, même s'il doit inclure un certain type de drain cheminée, comme il a été prévu pour le barrage de Salvajina en Colombie. Il y a des exemples réussis de BEMB dans lesquels les roches décomposées ont été utilisées et de tels exemples doivent être examinés si un site particulier présente des caractéristiques similaires. Il existe des cas qui montrent que la désintégration des roches par altération est limitée au matériau placé près des surfaces externes des remblais. Bien que de grandes différenciations pour les matériaux dans le zonage des barrages en remblai puissent augmenter les coûts de construction, des comparaisons économiques de variantes de zonage devraient considérer de telles solutions. Il y a aussi quelques exemples de barrages à masque en béton construits avec succès sur des alluvions, mais pour ce dernier matériau, qui peut être partiellement étanche et érodable, de coûteuses zones de drainage et de filtre sont nécessaires et on doit prendre en compte leur coût dans toute comparaison.

Pour les barrages en enrochement à noyau en terre (BENT) les considérations sur le zonage sont essentiellement similaires du point de vue du concept. Cependant, en terme de coûts, le facteur principal n'est probablement pas le zonage du barrage (en supposant bien sûr que l'origine et le transport des variantes de matériaux sont comparables), mais finalement le manque de souplesse de construction associé au fait que la terre pour noyau nécessite généralement un temps sec et de l'eau non gelée pour sa mise en place. On doit noter que la progression des recharges dépend de l'avancement du noyau. Pour surmonter cela, des noyaux inclinés permettent d'avoir une relative indépendance dans la construction de la recharge aval, mais ceci implique des volumes plus grands d'enrochement. De nouveau, une formulation et comparaison attentives des variantes, et une étroite coopération avec l'entrepreneur est de la plus grande importance pour définir la solution optimale.

Dans le cas des BEMB et BENT de grande hauteur, disons de 180 m à plus de 200 m, et construits dans des gorges étroites, les aspects d'ingénierie et d'économie doivent bien prendre en compte les spécificités de chaque cas. De très récents exemples de très hauts BEMB construits dans des sites étroits ( $A/H < 3$ ; où  $A$  = surface du masque amont et  $H$  = hauteur du barrage) ont présenté des déformations en crête, et parfois de grandes fissures dans le masque en béton et la plinthe, qui n'ont pas été observées sur des barrages plus petits. Pour ces cas particuliers, il est nécessaire d'entreprendre des études complètes pour déterminer les pentes des parements du barrage suivant le comportement à long terme des enrochements et la déformation associée du masque en béton. Ceci est évidemment étudié et analysé à présent et aura certainement une influence sur les considérations de coût associées au projet et à la construction de tels barrages.

Des exemples de très hauts BENT (plus de 250 m) construits avec succès dans des gorges étroites existent, indiquant que les problèmes d'ingénierie associés à de telles solutions sont connus et sont normalement bien pris en compte dans ces projets. Comme il est largement connu, il y a une richesse d'informations et d'expériences qui peuvent être utilisées pour optimiser les nouveaux projets.



development of pore pressures. This last condition has been sometimes conservatively interpreted as requiring the use of only sound rock which will not deteriorate with time or generate fines which could clog the free passage of seepage flows. However, experience has shown that decomposed rock can be used if proper zoning is considered even if it has to include some type of chimney drain, as designed for the Salvajina Dam, in Colombia. There are successful examples of CFRDs in which decomposed rock has been used and such examples should be investigated if a particular site presents similar characteristics. There are cases showing that rock disintegration by weathering is limited to the material placed near the outer surfaces of the embankment. Although large differentiation in material for embankment zoning can increase construction costs, economic comparison of zoning alternatives should consider such alternatives. There are also some examples of concrete face dams constructed successfully with an alluvium fill, but for this latter material, which can be partially watertight and erodible, expensive drainage and filter zones are required and their costs must be taken into account in any comparison.

For Earth Core Rockfill Dams (ECRDs) zoning considerations are essentially similar in concept. However, in terms of costs, possibly the main factor is not the zoning of the embankment (of course, assuming the origin and transportation of the alternative embankment material are comparable) but the eventual lack of construction flexibility associated with the fact that the soil core generally requires dry weather and not frozen water for its construction. It should be noted that the progress of the rockfill shells is dependent on core advancement. To overcome that, inclined earthfill cores allow a relative independence of the construction of the downstream shell, but this implies increased rock volumes. Again, a careful formulation and comparison of alternatives, with the close cooperation of the contractor is paramount to define the optimised solution.

In the cases of high CFRD and ECRDs, say in the range of 180 to plus 200 m, and built in narrow gorges, engineering and economic considerations must be carried out with due consideration to the specifics of each case. Very recent examples of very high CFRDs built in narrow sites ( $A/H^2 < 3$ ; where  $A$  = area of the concrete face and  $H$  = dam height) presented deformations at the crest, and sometime large cracks in the concrete face and plinth, which were not observed in smaller dams. For these particular cases, it is then necessary to carry out thorough studies to determine the dam slopes according to the long term behaviour of the rockfill and the associated deformation of the concrete face. This of course is now being studied and analysed and will certainly impact on cost considerations associated with both design and construction of such dams.

Examples of very high (more than 250 m) and successful ECRDs, built in narrow gorges exist, indicating that the engineering factors associated with such solutions are known and are normally taken into due consideration for design. As is widely known, there is a wealth of information and experiences that can be used for optimising new designs.

Pour les très hauts BENT, probablement plus que pour les BEMB, la vitesse de construction doit surmonter les limitations saisonnières sur le programme de construction, qui résultent des spécifications sur la mise en place du noyau. Ceci exige un programme de construction très soigné et un strict contrôle sur le site. Des solutions très créatives ont été utilisées en différents endroits, spécialement pour concevoir les routes d'accès pour atteindre les différents niveaux du remblai. Dans beaucoup de cas, des tunnels d'accès courbes plutôt coûteux ont été construits pour atteindre les niveaux supérieurs et augmenter la vitesse de construction. Ces solutions sont généralement soit l'option la plus économique ou, dans certains cas, la seule option pratique pour faire le travail. Comme pour les barrages en BCR, le transport par bande transporteuse des matériaux du noyau et des transitions est souvent une solution efficace quand il est nécessaire de mettre en place de gros volumes de matériaux dans un court délai et dans une vallée étroite.

Pour les BEMB, le masque et la plinthe sont aussi des composants de l'ouvrage pour lesquels des solutions économiques sont recherchés. Les solutions dans ce domaine tendent à se concentrer sur le gain de temps plutôt que sur le gain de volume de béton. La solution normale pour construire le masque est d'utiliser des coffrages glissants avec des panneaux de 15 à 18 m de large. Si le barrage n'est pas très haut (disons jusqu'à 100 m), de tels panneaux peuvent être construits sans interruption horizontale. Cependant ceci demande clairement l'achèvement du barrage avant le début de la construction du masque, empêchant donc le remplissage partiel de la retenue. Dans beaucoup de cas, spécialement pour des retenues de grand volume, le remplissage partiel du lac est effectué pour permettre d'exploiter et de tirer en avance des bénéfices du projet.

C'est une pratique courante d'utiliser des armatures pré-assemblées pour les dalles et des coffrages préformés pour la plinthe. C'est aussi une pratique courante d'utiliser la méthode des éléments extrudés pour produire économiquement une surface support pour le masque. En utilisant cette méthode, un élément en béton maigre est produit en parement amont après chaque couche et ensuite chaque nouvelle couche est compactée contre cet élément. De la littérature, pour décrire ces pratiques, est disponible et devrait être revue pour de nouveaux projets.

Différentes méthodes pour produire les joints du masque utilisés aussi bien pour les joints verticaux que le joint périmétral sensible entre le masque et la plinthe. Il y a aussi différents avis sur l'efficacité de chaque méthode pour différentes situations spécifiques. Ceci ne sera pas discuté ici mais le projeteur devrait revoir et être conscient des expériences existantes et évaluer la meilleure solution technique. Cependant, les joints de construction, spécialement le joint périmétral, demandent une main d'œuvre mi-spécialisée qui prendra normalement du temps et pourra exercer une pression sur le programme de construction. Il y a parfois des pressions pour accélérer de façon préjudiciable cette très importante partie de la construction du barrage. Bien que des améliorations aient été faites en termes de machine formant le joint étanche en cuivre entre les dalles du masque, les actions nécessaires pour placer correctement le matériau du joint et les composants doivent être effectuées avec soin et sous un strict contrôle de qualité.

Une variante économique pour un revêtement du parement amont pourrait être une géo-membrane solide posée sur les éléments en béton maigre extrudé.

For very high ECRDs, probably more than for concrete-face embankments, the speed of construction may need to overcome the seasonal limitations on placement schedule due to core placement requirements. This requires very careful construction planning and strict control on site. Very creative solutions have been used in different places, especially for devising access routes to reach different elevations of the fill. In many cases rather expensive curved access tunnels have been built to reach upper levels and speed construction. These solutions were generally either the most economic option or, in some cases, the only practical option for doing the work. As for RCC dams, the transportation of core and transition zone materials by conveyors is often an effective solution when it is necessary to place large volumes of material in a short time or in a steep valley.

For CFRDs the concrete face and the plinth are also components of the structure for which economic solutions are sought. Solutions in these areas tend to focus on saving construction time rather than concrete volumes. The normal solution for face construction is to slip-forming face panels in widths of about 15 m to 18 m. If the dam is not very high (say up to 100 m) such panels can be constructed without horizontal interruption. However this clearly requires the completion of the embankment prior to start the face construction, thus preventing the partial filling of the reservoir. In many cases, especially with large volume reservoirs, the partial impoundment of the lake is carried out to allow some early operation and benefits from the project.

It is now standard practice to use pre-assembled steel reinforcement for the slabs and to slip-form the plinth. It is also current practice to use the extruded-curb method to economically produce a supporting surface for the face. Using this method a lean concrete curb is produced at the upstream face after every layer and then with each new layer compacted against the curb. Literature describing these practises is available and should be reviewed for new designs.

Different methods for producing the face joints are used both for vertical joints and the sensitive perimeter joint between face and plinth. There are also different opinions on the effectiveness of each method for different and specific situations. These will not be discussed here but the designer should review and be aware of the existing experiences and evaluate the best technical solution. However, the joint construction, especially the perimeter joint requires a semi-skilled manual work which will normally use time and may exert pressure the construction schedule. There is sometimes pressure to detrimentally accelerate this very important part of the dam construction. Although some improvements have been made in terms of machine forming the copper joint water-stops between face slabs, the action required to correctly place the joint material and components must be carried out with care and with strict quality control.

A cost effective alternative for upstream facing could be a tough geomembrane on top of extruded lean concrete curbs.

### 3.1.6.2. Barrage en enrochement à noyau bitumineux

Un autre type de barrage en enrochement qui devient largement utilisé est le barrage en enrochement à noyau bitumineux (BENB). Ce type de barrage dont la construction a débuté en Allemagne au début des années 60, s'est poursuivi en Norvège avec plusieurs de ces ouvrages. Il y a eu aussi des recherches et essais complets sur les propriétés des matériaux, les méthodes de construction et le comportement de ces barrages. La littérature technique concernant ce type de barrage peut être trouvée dans le Bulletin 42 (1982) et 84 (1992) de la CIGB aussi bien que dans différents articles et livres. Le BENB est essentiellement formé par un barrage en enrochement avec un mince noyau central en béton bitumineux compacté, généralement vertical ou légèrement incliné. Le noyau est flanqué de chaque côté par des zones de transition en roches concassées ou en graviers avec granulométrie spécifiée et une dimension maximale des éléments. La largeur du noyau est généralement de l'ordre du mètre, mais ne doit pas être inférieure à 0,5 m. Des considérations de conception associent la largeur du noyau avec une certaine valeur de la perte de charge à travers le noyau, mais des considérations de construction importantes doivent être aussi prises en compte dans les décisions concernant le projet. Le noyau bitumineux est construit au sommet d'une plinthe en béton de ciment, normalement beaucoup plus large que le noyau, et dont la largeur peut être réduite du fond de la vallée en remontant le long des appuis.

Les BENB, bien construits suivant les règles de l'art actuelles, auront des performances et une sécurité de comportement équivalentes à celles de tous les autres types de barrages en enrochement. Par conséquent, quand on compare des variantes de types de barrages en enrochement, les considérations économiques devraient être le facteur prépondérant. Il est clair que, s'il n'y a pas de sols et d'argile à proximité immédiate du site qui conviennent pour un noyau en argile, alors les BENB peuvent être avantageux comparés aux BENT. Ils sont aussi particulièrement avantageux sous les climats où de longues périodes pluvieuses ou de longues périodes froides empêcheraient les activités de compactage. Un aspect relatif, aussi bien aux BENT qu'aux BENB, est la nécessité de synchroniser le traitement de la fondation sous la plinthe du noyau central et la construction des recharges du barrage. Dans certains cas, cela peut créer des contraintes sur le programme des travaux et sur les coûts.

### 3.1.6.3. Batardeaux

Un avantage des BENT et BENB, par comparaison avec les BEMB, est la possibilité d'inclure le batardeau amont dans le corps du barrage principal : ceci peut conduire à une économie significative.

## 3.2. BARRAGES DE FAIBLE HAUTEUR

Il y a au monde 3 000 barrages de plus de 60 m de hauteur et 100 sont construits en plus chaque année, principalement en enrochement ou en BCR. La plupart d'entre eux sont vannés et fondés au rocher ; leur coût est souvent supérieur à 100 millions d'USD. Les chapitres précédents ont analysé les occasions d'économie pour ces barrages de grande hauteur.

### 3.1.6.2. *Asphalt Core Rockfill Dam*

Another type of rockfill dam which is becoming widely used is the Asphalt Core Rockfill Dam (ACRD). This type of dam originated in Germany in the early sixties and continued in Norway with the construction of many such dams. There has also been comprehensive and continuous research and investigation on the properties of materials, construction methods and performance behaviour for ACRDs. Technical literature on this kind of dam can be found in ICOLD Bulletins 42 (1982) and 84 (1992) as well in a variety of articles and books. The ACRD is essentially formed by a rockfill embankment with a central, generally vertical or slightly inclined, thin core of compacted asphaltic concrete. The core is flanked on either side by transition zones of compacted crushed rock or gravel with a specified grain size distribution and maximum rock size. The width of the core is generally of the order of one metre, but should not be less than 0.5 m. Design considerations associate the width of the core with a certain value of the head-loss across the core but construction considerations should normally also have an important bearing on design decisions. The asphalt core is built on top of a concrete plinth, normally much wider than the core, and whose width can be reduced from the bottom of the valley up along the abutments.

Present state-of the-art, well-designed and built ACRDs will produce performance and safety behaviours equivalent to any other type of embankment dam. Therefore, when comparing alternative types of embankment dam economic considerations should be the overriding factor. Clearly if there is an absence of soil and clay in the immediate vicinity, suitable for forming a clay core, then ACRDs may prove advantageous compared to ECRDs. They are also particularly advantageous in climates where long rainy periods or long cold periods would otherwise prevent compaction activities. One aspect relevant to both ECRDs and ACRDs is the need for foundation treatment under the plinth of the central core to be synchronised with the construction of the dam shoulders. In some cases this may create schedule and cost constraints.

### 3.1.6.3. *Cofferdams*

An advantage of ECRD and ACRD as compared with CFRD is the possibility of including the upstream cofferdam within the dam body: this may be a significant cost saving.

## **3.2. LOW DAMS**

Worldwide there are 3000 dams higher than 60 m and 100 more are completed annually, mainly in rockfill or concrete (or RCC). Most are gated and founded on rock; their cost is usually over 100 million USD. The chapters above have analysed opportunities of cost saving for these high dams.

Les données et occasions d'économie sont très différentes pour la plupart des barrages inférieurs à 30 m de hauteur qui sont en général des *barrages en terre non vannés*. De par le monde, il y a quelque 100 000 barrages entre 10 et 30 m de hauteur (moins de la moitié de ces barrages sont classés comme «grands barrages») et le présent taux annuel de construction est de l'ordre de 1 000. Certains sont sur de grandes rivières et/ou retiennent plus de 100 hm<sup>3</sup>. Mais la grande majorité est construite dans des bassins versants de moins de 100 km<sup>2</sup> avec un débit moyen en dessous de 1 m<sup>3</sup>/s. Leur but principal est le stockage d'eau pour l'irrigation avec des retenues comprises entre 0,5 et 20 hm<sup>3</sup>. Beaucoup ne sont pas fondés au rocher. Leur coût moyen est de l'ordre de 1 million d'USD, dont une grande part consacrée à l'évacuateur de crue qui est en général non vanné. Des commentaires spécifiques seront faits dans un bulletin complémentaire pour les barrages de faible hauteur construits sur de grandes rivières et les commentaires ci-dessous se réfèrent principalement aux petits barrages situés dans des bassins versants inférieurs à 100 km<sup>2</sup>.

Quelques suggestions spécifiques d'économie pour les barrages de grande ou de faible hauteur peuvent aussi s'appliquer, en certains aspects, aux barrages compris entre 30 et 60 m de hauteur.

### **3.2.1. Nouveaux barrages en terre de faible hauteur**

Quelque 90 % des barrages de hauteur inférieure à 30 m, construits sur des rivières petites ou moyennes, sont des ouvrages en terre. La plupart de ceux qui existent ont été construits en Amérique du Nord avant 1920 et en Asie entre 1960 et 1980, et l'ont été sans matériel lourd. Le compactage a été limité et les crues souvent sous-estimées. Environ 3 % de ces barrages se sont rompus, 1 % par érosion interne et 2 % par débordement lors de crues. Le taux de rupture annuel a été bien au-dessus de 1 pour 1 000.

En fait, tous les barrages sont maintenant construits avec du matériel lourd, avec un meilleur compactage et de meilleures connaissances techniques. Le risque de rupture a été beaucoup réduit mais demeure significatif pour les plus petits barrages. L'érosion interne se produit particulièrement pour les barrages longs ou pour des défauts autour des conduites enterrées. Comme les conséquences des ruptures sont plus faibles que pour les barrages de grande hauteur, un risque de rupture due à des crues très exceptionnelles est d'habitude accepté, mais le réchauffement climatique et l'augmentation des populations à l'aval peuvent justifier à l'avenir l'augmentation de capacité de leur évacuateur de crue.

#### *3.2.1.1. Évacuateurs de crue*

Comme la plupart des futurs barrages seront construits dans des pays avec 6 ou 8 mois de saison sèche, le barrage, ou du moins sa partie dans le lit de la rivière, peut être construit avec un faible coût pour les batardeaux et les ouvrages de dérivation. Mais si le bassin versant associé est soumis à des pluies intenses durant quelques mois dans l'année, même pour des petits bassins, des crues significatives peuvent se développer et l'évacuateur de crue peut par conséquent devenir une part majeure de l'investissement. Non seulement l'évacuateur est lui-même coûteux, mais si une lame déversante de 2 m est nécessaire sur un seuil fixe, ceci peut représenter une perte de stockage de 30 % pour un barrage de 20 m de hauteur. Ceci représente donc aussi une occasion importante d'économie.

The data and opportunities of cost savings are very different for most dams lower than 30 m which are generally ungated earthfill dams. Worldwide there are some 100 000 dams between 10 and 30 m high (less than half are classified as "large dams") and the present annual rate of construction is in the range of 1000. Some are in large rivers and/or store over 100 hm<sup>3</sup>. But the great majority is built in catchment areas less than 100 km<sup>2</sup> with an average flow less than 1 m<sup>3</sup>/s. Their main purpose is water storage for irrigation and with storages of between 0.5 and 20 hm<sup>3</sup>. Many are not founded on rock. Their average cost is in the range of 1 million USD, with a large part devoted to the spillway, which is usually ungated. Specific comments will be given in another bulletin for low dams in large rivers and the comments below refer mainly to low dams in catchment areas under 100 km<sup>2</sup>.

Some specific suggestions for cost savings for high or low dams may also apply to some aspects of dams between 30 and 60 m high.

### **3.2.1. New low earthfill dams**

Some 90% of dams lower than 30 m built on medium or small rivers are earthfill dams. Most existing ones were built in North America before 1920 or in Asia between 1960 and 1980 without heavy equipment. Compaction was limited and floods were often underestimated. About 3% of these dams failed, 1% by internal erosion and 2% by flood overtopping. The rate of failure was well over 1 in 1000 per year.

Virtually all dams are now built with heavy equipment, with better compaction and with better technical knowledge. The risk of failure has been much reduced but remains significant for the lowest dams. Internal erosion applies particularly to long dams or to defects around embedded pipes. As the consequences of failure are lower than for high dams a risk of failure by very exceptional floods is usually accepted, but climate warming and increased downstream population may justify future increased discharge capacities of their spillways.

#### *3.2.1.1. Spillways*

As most future dams will be in countries with 6 or 8 months of dry season, the dam, or at least that part in the river section, may be built with a low cost for cofferdams or river diversion. But if the associated catchment area is prone to a few months a year of intense rainfall, even in small catchments, significant flows can develop and the spillway can therefore become a major part of the investment. Not only will the spillway itself be costly but, for example, if a nappe depth of 2 m is required over a free flow spillway; this may represent a 30% storage loss for a 20 m high dam. This therefore also represents a main opportunity for cost saving.

Pour de tels bassins versants, le débit des crues extrêmes est essentiellement lié à la surface du bassin versant S et au climat régional. Les valeurs maximales enregistrées dans le monde pour ces crues extrêmes ont été de :

Surface du bassin versant S (km <sup>2</sup> )	1	10	100
Crue maximale enregistrée dans le monde (m <sup>3</sup> /s)	100	700	4 000
Crue extrême par km <sup>2</sup> de bassin versant (m <sup>3</sup> /s)	100	70	40

Pour beaucoup de futurs barrages, spécialement en Asie, la Crue Maximale Probable, CMP, peut être de l'ordre de la moitié des valeurs ci-dessus et le débit à évacuer avant rupture de l'ordre de 20 m<sup>3</sup>/s par km<sup>2</sup> ou plus, soit 1 000 fois le débit moyen.

La rupture par submersion se produit généralement pour des lames déversantes de 0,50 m au-dessus de la crête d'un barrage formé de matériau cohérent tel que l'argile mais se produira pour des lames déversantes plus faibles pour des crêtes en gravier non cohérent.

Le risque de rupture par submersion est donc faible pour des barrages en matériau cohérent dans des bassins versants de quelques km<sup>2</sup> mais pour la plupart des futurs barrages dans des bassins versants entre 5 et 100 km<sup>2</sup>, les débits à évacuer avant submersion seront entre 200 et 2 000 m<sup>3</sup>/s.

Comme la différence de niveau entre le seuil de l'évacuateur et la crête du barrage est généralement de 2 m (pour un débit par mètre d'environ 5 m<sup>3</sup>/s) et de 5 m (pour un débit par mètre de 20 m<sup>3</sup>/s), une longueur d'évacuateur comprise entre 50 et 100 m peut être nécessaire dans les projets traditionnels.

Il est possible de construire un tel évacuateur de façon plus économique en aménageant la crête en forme de labyrinthe classique. Un facteur de multiplication effectif de 3 est facilement obtenu, pour la même hauteur de lame déversante, quand on utilise un évacuateur en forme de labyrinthe à la place du profil Creager traditionnel. Plus de 100 évacuateurs en forme de labyrinthe existent dans le monde et de nouvelles formes peuvent être construites sur les seuils des barrages-poids traditionnels pour réduire les coûts. Des détails sur ce sujet sont donnés dans l'annexe 2. De tels labyrinthes sont relativement faciles à construire et nécessitent typiquement environ 0,2 m<sup>3</sup> de béton armé par m<sup>3</sup>/s de débit de l'évacuateur. L'augmentation de coût est bien moindre que l'économie obtenue avec le raccourcissement de l'évacuateur, spécialement dans les pays à faible coût de main d'œuvre. Il est aussi possible d'utiliser cette solution pour augmenter le stockage ou réduire la hauteur du barrage.

Il est aussi possible d'augmenter la capacité de l'évacuateur et, en même temps, celle de la retenue en utilisant de simples blocs fusibles en béton (voir annexe 3). Le coût est négligeable pour de nouveaux barrages et ces blocs sont prévus pour basculer pour des crues de probabilité, disons de 1/100 à 1/1 000. Des systèmes fusibles plus coûteux (vannes fusibles) ont une forme de labyrinthe et peuvent être économiques pour les grands débits.

Il est aussi possible, associé ou non aux solutions ci-dessus, d'effectuer des améliorations peu coûteuses de la crête des barrages en remblai pour augmenter effectivement la capacité de l'évacuateur. Les crêtes des barrages en remblai peuvent souvent être surélevées d'une petite quantité, disons entre 0,5 m et 1 m, en



For such catchment areas, the extreme floods discharge is essentially linked to the catchment area S and the regional climate. The maximum world registered values for such extreme floods have been:

Catchment Area S (km <sup>2</sup> )	1	10	100
Maximum reported world flood (m <sup>3</sup> /s)	100	700	4000
Extreme flood per km <sup>2</sup> (m <sup>3</sup> /s)	100	70	40

For many future dams, especially in Asia, the Probable Maximum Flood (PMF) may be in the range of half the above figures and the flow to be discharged before failure in the range of 20 m<sup>3</sup>/s per km<sup>2</sup>, or higher, i.e. 1000 times the average flow.

Failure by overtopping happens usually for a nappe depth of 0.50 m over the crest of a dam formed in cohesive material such as clay but will occur at smaller nappe depths for non-cohesive gravel crests.

The risk of failure by overtopping is therefore low for a dam in cohesive materials in a catchment area of few km<sup>2</sup> but for most future dams in catchment areas between 5 and 100 km<sup>2</sup> the flow to be discharged before overtopping will be between 200 and 2000 m<sup>3</sup>/s.

As the gap between the spillway sill and the dam crest is usually between 2 m (for a specific discharge of about 5 m<sup>3</sup>/s) and 5 m (for a specific discharge of about 20 m<sup>3</sup>/s), a spillway length in the range of 50 to 100 m may be required with traditional designs.

It is possible to construct such a spillway more economically by “folding” the crest into the form of a classic labyrinth. Effective multiplication factors of three are easily achievable, for the same nappe depth, when using a labyrinth shape spillway instead of a traditional Creager profile. Over 100 labyrinth spillways exist worldwide and new shapes to reduce the cost may be built on top of traditional gravity dams. Details of these are given in Appendix 2. Such labyrinths are relatively easy to construct and typically require approximately 0.2 m<sup>3</sup> of reinforced concrete per m<sup>3</sup>/s of spillway discharge. The cost increase is much less than the cost saving of spillway length, especially in countries with low labour costs. It is also possible to use this solution to increase storage or reduce dam height.

It is also possible to increase overall spillway capacity, while at the same time increasing effective storage in the reservoir, by the use of simple concrete fuse plugs (see Appendix 3). The cost is negligible for new dams and they would typically be designed to fail at floods with probabilities of, say, between 1 in 100 or 1 in 1000. More expensive fuse devices (fusegates) have a labyrinth shape and may be cost effective for large discharges.

It is also possible, whether or not associated with the above solutions, to effect low cost improvements to the crest of embankment dams in order to increase effective spillway capacity. Embankment dam crests can often be raised by small amounts, say between 0.5 and 1 m, by steepening the upper part of the

raidissant la partie supérieure du remblai. Ceci permet d'augmenter l'épaisseur des lames déversantes, et donc les débits sur l'évacuateur, tout en conservant la même revanche par rapport à la crête. L'utilisation de parapet de protection contre les vagues peut se faire de la même façon. Il est possible de concentrer ces améliorations principalement sur la partie centrale et la plus haute du remblai parce qu'une rupture sur la partie du barrage qui n'a que 5 ou 10 m de hauteur est moins dangereuse.

### 3.2.1.2. *Ouvrages de fond*

Les évacuateurs de crue des petits barrages sont d'habitude des évacuateurs de surface non vannés associés à une vanne de fond souvent utilisée comme prise d'eau et/ou pour la vidange de la retenue en cas d'urgence. Il peut être économique, pour beaucoup de futurs barrages, d'augmenter la capacité de ces ouvrages de fond pour les raisons discutées ci-dessous.

Pour beaucoup de futurs réservoirs stockant une petite partie des apports annuels, l'envasement de la retenue peut apparaître juste au bout de quelques douzaines d'années. La durée de vie des réservoirs peut être multipliée par 2 ou 3 en gardant le réservoir vide durant la première partie de la saison des pluies et en évacuant ainsi la plupart des sédiments. Ceci est souvent utilisé en Chine et aucun opérateur n'est nécessaire en permanence.

Pour de petits barrages avec un volume significatif du réservoir et des évacuateurs non vannés et pouvant stocker la plus grande partie des apports annuels, il devrait être possible d'utiliser le réservoir pour laminer les crues de probabilité entre 1/10 et 1/200, pourvu que les ouvrages de fond soient suffisamment importants. Un tel ouvrage pourrait être utilisé pour augmenter les débits sortants au commencement de la crue et laminer ainsi cette dernière de 20 à 30 %. La capacité de ces ouvrages de fond devrait être de 10 à 20 % de la capacité totale d'évacuation des crues. Les opérateurs ne seraient nécessaires que quelques jours par an selon les prévisions météorologiques. Toute absence involontaire ou fausse manœuvre des opérateurs aurait un impact limité.

### 3.2.1.3. *Corps du barrage*

Les remblais du corps du barrage nécessitent en général des dizaines ou des centaines de milliers de mètres-cubes de terre. Des économies de coût peuvent être réalisées sur les prix unitaires de ces matériaux plutôt que sur les quantités. Il y a beaucoup de moyens pour les obtenir, tels que :

- Simplifier les profils et mieux choisir les matériaux et les zones d'emprunt.
- Améliorer les possibilités d'accès.
- Bien adapter les spécifications et le contrôle qualité.
- Optimiser le programme des travaux. Autant que possible, le corps du barrage devrait être construit pendant une saison sèche avec une cadence uniforme des mouvements de terres.
- Travailler avec les entrepreneurs pour être sûr d'avoir les variantes les moins chères.

embankment. This facilitates higher flow depths, and hence discharges, over the spillway while maintaining the same freeboard to the dam crest. The use of wave parapets can also be used in a similar way. It may be possible to focus such improvements on mainly the central and highest part of the embankment because a failure where the dam is 5 or 10 m high is less dangerous.

### *3.2.1.2. Bottom outlets*

The surface spillways of small dams are usually ungated with one small bottom outlet often used for water intake and/or for emergency reservoir drawdown. It may be cost effective for many future dams to increase the capacity of such bottom outlets for the reasons discussed below.

For many future reservoirs storing a small part of the annual flow, the siltation of the reservoir may happen in just a few dozen years. The reservoir life may be multiplied by 2 or 3 by keeping the reservoir empty during the first part of the rainy season and by sluicing most of sediments. This is often used in China and no permanent operator is necessary.

For low dams with significant reservoir volume and ungated spillways and storing most of the annual flow, it should be possible to use the reservoir for reducing downstream flood peaks in the annual probability range between 1 in 10 and 1 in 200, provided the bottom outlet is large enough. Such an outlet could be used to increase outflow discharges at the beginning of floods and would reduce associated flood peaks by 20 or 30%. The capacity of such bottom outlets should be 10 or 20% of the total spillage capacity. Operators would be necessary for only a few days per year according to weather forecasts. Any unintended lack of operators or wrong operation would have limited impact.

### *3.2.1.3. Dam Body*

Embankment dam bodies generally require tens of thousands or hundreds of thousands of m<sup>3</sup> of earthfill. Cost savings may be based upon reducing the unit costs of such materials rather than the quantities. There may be many ways in which this can be achieved, such as:

- Simplified cross sections and best choice of materials and borrow pits.
- Improved access facilities
- Well adapted specifications and quality control.
- Optimised schedules of works. As far as possible the dam body should be built within a dry season with an even rate of earthmoving.
- Working with contractors to ascertain least cost alternatives.

#### 3.2.1.4. Conception générale

L'influence de la conception générale sur le programme des travaux, et donc sur les prix unitaires, peut être importante. Par exemple :

- Pour des fondations rocheuses et des évacuateurs de crue de grande capacité, des ouvrages tels que les tulipes et les ouvrages aval associés peuvent être construits et terminés avant tous les travaux de terrassement important. Ceci simplifiera grandement les terrassements suivants et minimisera les coûts.
- Il est possible d'améliorer l'ensemble du projet des ouvrages et de minimiser les coûts correspondants de l'évacuateur de crue en adoptant des évacuateurs du type labyrinthe.
- En l'absence de fondations rocheuses, il y a maintenant une utilisation croissante d'évacuateurs de crue en béton posés directement sur les remblais. Ceci est surtout efficace d'un point de vue économique lorsqu'une saison sèche est suffisamment longue pour permettre toute la construction.

#### 3.2.2. Nouveaux barrages-poids de faible hauteur

Beaucoup de barrages-poids existants sont en maçonnerie. Leur pourcentage de rupture est voisin de 2 %, à cause de la faible résistance à la traction, des fuites, de la faible densité due à une main d'œuvre peu qualifiée ou au vieillissement. La construction de barrages en maçonnerie demande beaucoup de main d'œuvre et ainsi il est improbable que des barrages de ce type soient construits dans le futur.

Les commentaires ci-dessous n'ont donc pas l'intention de se référer à des barrages en maçonnerie.

- Les barrages-poids en béton sont beaucoup plus sûrs que les barrages en maçonnerie, avec des taux de rupture de l'ordre de 0,2 %, sur la base de statistique portant sur 3 000 barrages de ce type. Les ruptures ne sont pas dues à la qualité insuffisante du béton et elles ne se sont pas produites dans le corps du barrage. Les principales raisons des accidents sur de petits barrages en béton sont soit des fuites importantes sous le barrage dans des zones de fondation meuble, soit par glissement au niveau des fondations lors des crues.
- Des barrages-poids en béton ont été utilisés de façon extensive pour des évacuateurs de crue et des prises d'eau mais leur utilisation comme barrage principal a décliné, comparé aux barrages en terre, pour les raisons qui ont été discutées ailleurs dans ce bulletin. Cependant, ils pourraient être plus favorisés dans le futur pour plusieurs raisons :
  - La construction à la main des petits barrages en terre, qui prédominait en Asie, a sensiblement diminué à cause de l'augmentation du coût de main d'œuvre.
  - Les réévaluations et augmentations des capacités de déversement nécessaires favorisent les barrages en béton.
  - Les coûts élevés du fuel ont moins d'influence sur les barrages en béton que sur les barrages en remblai.
  - Les critères de projet et les spécifications pour les barrages en béton sont souvent trop prudents, spécialement dans le cas des petits barrages. Des

#### 3.2.1.4. *General layout*

The impact of the general layout on the schedule of works, and consequently on the unit costs, may be important. For example:

- For rock foundations and large spilling capacities, structures such as morning glory spillways and associated discharge culvert can be constructed and completed prior to any major earthmoving. This will then greatly simplify subsequent earthmoving operations and minimise the cost.
- It may be possible to improve the overall layout of the works and minimise associated spillway costs by adopting a labyrinth type spillway.
- In the absence of rock foundations there is now an increasing use of concrete spillways constructed directly over embankments. This may be especially cost effective where a dry season is sufficiently long to permit full construction.

#### 3.2.2. **New low concrete gravity dams**

Many existing gravity dams are masonry dams. Their rate of failure has been close to 2%, due to poor tensile strength, leakage, low density due to poor workmanship or ageing. The construction of masonry dams is labour-intensive and so it is unlikely that any masonry gravity dams will be built in the future.

The comments below are thus not intended to refer to masonry dams.

- Concrete gravity dams have been much safer than masonry dams; with failure rates in the order of 0.2% based on 3 000 such dams. Failures have not been due to poor concrete quality nor have they occurred in the main dam body. The main reasons of accidents at low gravity concrete dams have been due to either high seepage flows under the dam in locally soft foundation areas or by sliding failure at foundation level during floods.
- Concrete gravity dams have been used extensively for spillways and water intakes but their use for forming the main dam wall has declined, compared with earthfill dams, for reasons which have been discussed elsewhere in this bulletin. However, they could be more favoured in future for several reasons:
  - The widespread prevalence of handmade, low earthfill dams in Asia has significantly reduced due to increased labour costs.
  - Re-evaluating and increasing required spilling capacities favour concrete dams.
  - The high cost of fuel will have less impact on concrete dams than on earthfill dams.
  - The design criteria and specifications for concrete dams were often overly conservative, especially in the case of low dams. Significant savings can be

économies significatives peuvent être réalisées si de telles spécifications sont rationalisées et mises à jour.

- Des barrages-poids peuvent être construits avec succès avec des matériaux tels que le «remblai dur» et le CSG, plutôt que le BCV ou le BCR plus coûteux.

Il y a donc beaucoup d'occasions d'économie pour les petits barrages en béton.

### *3.2.2.1. Évacuateur de crue et ouvrages de fond*

Beaucoup de commentaires et solutions suggérées pour les barrages en terre peuvent s'appliquer aussi aux barrages-poids en béton. La réduction de longueur de l'évacuateur peut ne pas être nécessaire mais les déversoirs labyrinthes peuvent être utiles pour réduire la hauteur de la lame déversante, ce qui permet d'augmenter le stockage ou de réduire la hauteur du barrage et son coût. Ces déversoirs labyrinthes peuvent être associés à un évacuateur en marches d'escalier, ce qui permet de réduire ou d'éviter les protections à l'aval. De plus grands organes de fond et des galeries appropriées peuvent aussi être facilement placés dans les barrages en béton.

### *3.2.2.2. Analyse critique des projets et de l'utilisation des matériaux*

La plupart des barrages-poids en béton, y compris les petits, ont été projetés avec une forme traditionnelle, avec souvent un parement amont vertical, du béton homogène et des fondations sur du rocher de bonne qualité. Des spécifications concernant la qualité du béton étaient souvent coûteuses, spécialement pour éviter toute fuite à travers le corps du barrage. Le risque de glissement en cas de crues exceptionnelles était souvent négligé pour les barrages de faible hauteur pour lesquels une augmentation du niveau du réservoir (et du niveau aval) de quelques mètres a une beaucoup plus grande influence sur la sécurité que pour les barrages de grande hauteur. Beaucoup d'autres solutions peuvent être plus attractives selon les conditions locales de fondation et les matériaux disponibles.

Le parement amont vertical peut ne pas être la meilleure solution (voir le Bulletin 109 de la CIGB, annexe 2). Il peut être plus sûr et moins coûteux d'utiliser de plus grandes quantités d'un béton de qualité inférieure pour réduire le coût global du projet. Avec un parement amont incliné, la charge verticale de l'eau augmente de manière significative la stabilité au glissement. Un profil symétrique, avec des parements amont et aval inclinés, diminue les contraintes en fondation et réduit ainsi le besoin d'avoir de très bonnes fondations.

Il peut être aussi efficace, au lieu d'avoir un corps de barrage homogène, d'utiliser du béton bon marché fabriqué avec du tout venant provenant directement des excavations dans le lit de la rivière et de réaliser l'étanchéité du parement amont grâce à une membrane étanche ou à un revêtement.

Pour de petits barrages en BCR, il peut être plus avantageux, en coût et en délai de construction, de supprimer les galeries de drainage et d'accès au pied amont de l'ouvrage en épaississant son profil pour qu'il reste stable même avec la sous pression maximale en fondation.

made if such requirements are rationalised and updated.

- Successful gravity dams can be formed using materials such as Hardfill and CSG, rather than more expensive conventional concrete or RCC.

There are thus many opportunities of cost savings in low concrete dams.

#### *3.2.2.1. Spillways and bottom gates*

Many of the relevant comments and solutions suggested for earthfill dams may apply also to concrete gravity dams. Reducing the spillway length may not be necessary but labyrinth weirs may be useful for reducing the nappe depth, i.e. for increasing the storage or reducing the dam height and cost. They may be associated with a downstream stepped slope, thus reducing or avoiding downstream protection. Larger bottom outlets and relevant galleries may also be easily placed in concrete dams.

#### *3.2.2.2. Reviewing designs and materials utilization*

Most concrete gravity dams, including low ones, have been designed with a traditional shape, often featuring a vertical upstream face, homogenous concrete and foundation on good quality rock. Specifications for concrete quality were often costly, especially for avoiding any leakage in the dam body. The risk of sliding in case of exceptional floods was sometimes overlooked for low dams for which a few metres of increased reservoir level (and downstream level) have much more impact on safety than for high dams. Many other solutions may be more attractive according to local foundation conditions and available materials.

The vertical upstream face may not be the best solution (see ICOLD Bulletin 109, Appendix 2). It may be safer and less expensive to use larger quantities of lower grade concrete to reduce overall costs. A sloping upstream face attracts vertical water load significantly enhancing sliding stability. A symmetrical profile, with both upstream and downstream faces sloping, reduces the foundation stresses thus reducing the need for very good foundations.

It may be also efficient, instead of a homogenous dam body, to use low cost concrete, based on as-dug material available directly from riverbed excavation, and to achieve upstream impermeability using a waterproof membrane or lining.

For low RCC dams, cost and delay savings may be obtained by suppressing the adits and drainage gallery and increasing the dam cross section to keep it stable even with the maximum uplift.

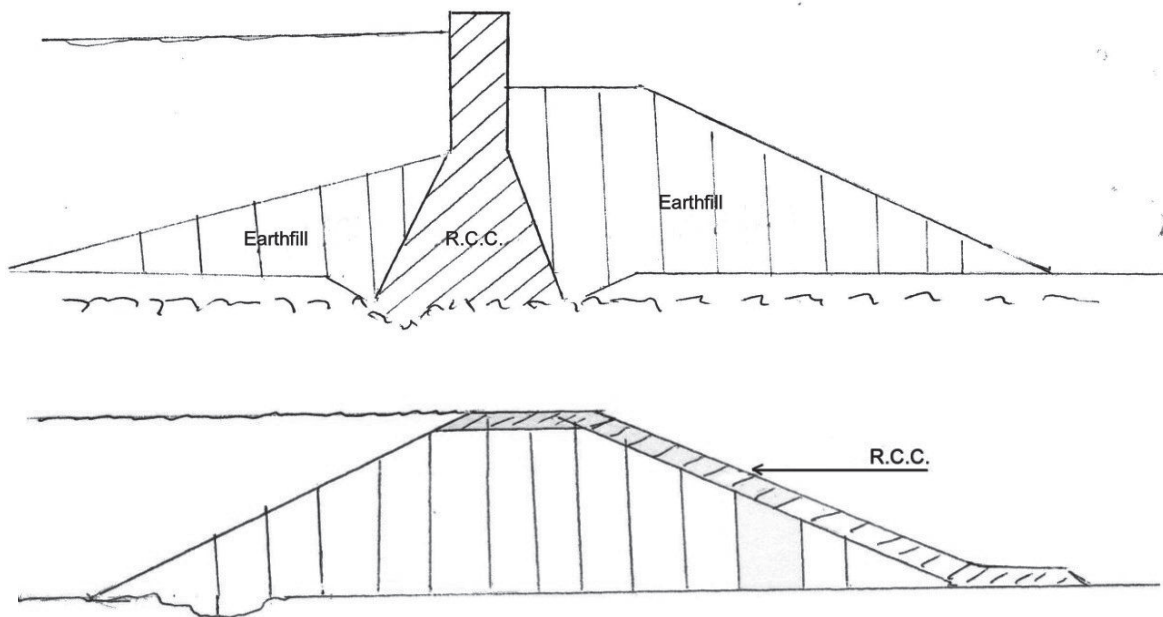
### 3.2.3. Association du BCR avec du remblai

Le BCR a été utilisé principalement pour des barrages de hauteur supérieure à 30 m où la largeur du profil favorise les accès, la circulation et le travail des engins lourds. Comme la technique et le matériel nécessaires pour le BCR sont essentiellement les mêmes que ceux pour les travaux de terrassement, il est raisonnablement possible de projeter des solutions de barrages mixtes, bon marché, en faisant l'usage le plus efficace des deux types de matériaux. Deux exemples sont représentés ci-dessous. Dans les deux cas, la durée réelle de construction impliquée peut n'être que de quelques mois.

Le premier profil peut être spécialement attractif s'il y a une possibilité de fondation au rocher et s'il est difficile de trouver de la terre étanche comme remblai. Dans ce cas, le remblai ne servirait que par son poids et le coût serait très bas. Il serait placé sur le sol naturel et comprendrait les matériaux extraits des fouilles sous le BCR. Si des zones filtrantes sont nécessaires de part et d'autre du BCR, il serait possible d'utiliser les mêmes matériaux que les agrégats pour le BCR. Dans la construction montrée, on suppose que le BCR serait mis en place en même temps que le remblai. Les coûts unitaires du BCR sont beaucoup plus bas que pour le BCV et l'usage d'un noyau en BCR facilitera grandement la transition avec les profils en béton de l'évacuateur de crue ou de la prise d'eau. La solution est aussi favorable du point de vue de l'environnement car les matériaux des remblais pourront être extraits de l'emprise du réservoir et le parement aval recevoir un aménagement paysager avec un engazonnement, des buissons et des arbres. Peu ou pas de protections contre les vagues seront nécessaires à l'amont.

La solution montrée peut ne pas être particulièrement séduisante dans les zones sismiques, néanmoins le concept peut être facilement adapté pour fournir des projets acceptables vis-à-vis des séismes.

La solution 2 a été utilisée pour augmenter la sécurité d'à peu près 100 barrages de faible hauteur aux États-Unis. Elle pourrait être utilisée pour de nouveaux barrages de moins de 15 m de hauteur, pour éviter d'avoir des évacuateurs de crue séparés.





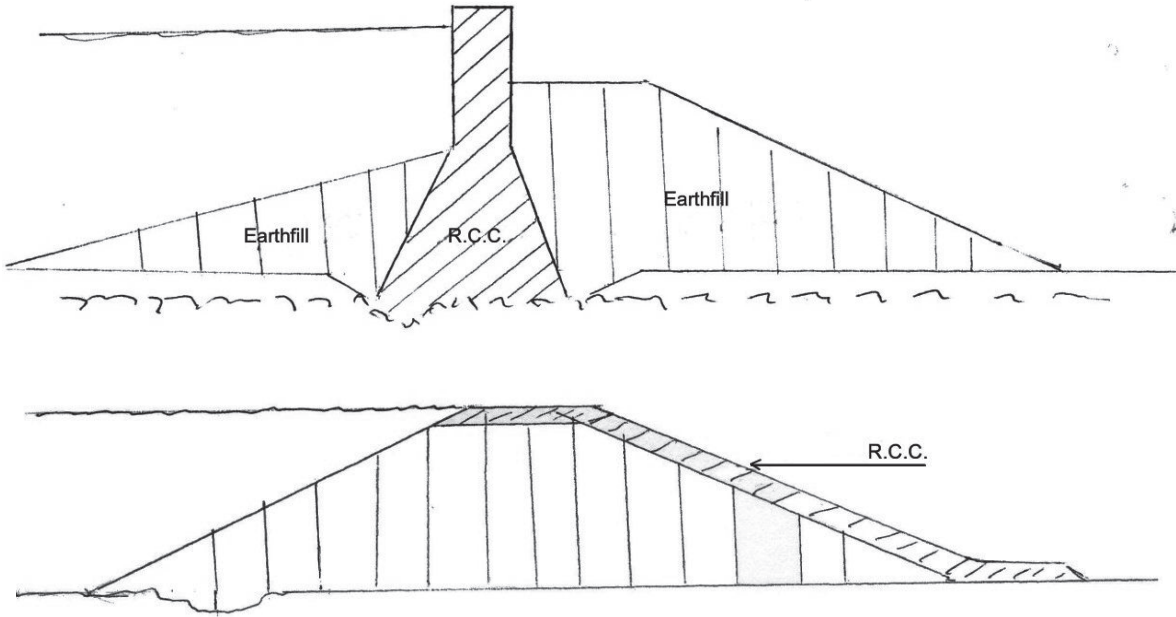
**3.2.3. Associating RCC with earthfill**

RCC has been mainly used for dams higher than 30 m where the width of the structure favours access, traffic and operation of heavy construction equipment. As the techniques and equipment required for RCC are essentially the same as the equipment required for earthfill construction it may be reasonably possible to design hybrid, low cost dam solutions making the most effective use of both materials. Two examples are represented below. In both cases the actual construction time involved could be just a few months.

The first cross section may be especially attractive if there is a possible foundation on rock and if it is difficult to find impervious earthfill material. In this case the earthfill materials are used only as deadweight and their cost may be very low. They may be placed upon natural ground and include materials from excavations under the RCC. If filter zones are required either side of the RCC it should be possible to use the same materials as used to form the RCC aggregates. In the construction shown it is assumed that the RCC would be constructed and raised at the same time as the earthfill. The unit costs for RCC are much lower than for CVC while the use of an RCC core will greatly facilitate the transition to any concrete spillway or intake sections. The solution is also environmentally favourable as the both fill may be extracted from the reservoir area and the downstream side landscaped with grass, shrubs and trees. Little or no wave protection will be necessary upstream.

The solution shown may not be particularly attractive in seismic areas; nevertheless the concept could easily be adapted to produce seismically acceptable designs.

Solution 2 has been used for improving safety at approximately 100 existing low dams in the USA. It could be used at some new dams lower than 15 m, thus avoiding separate spillways.



### **3.2.4. Barrages-voûtes de faible hauteur**

La Chine a construit de très nombreux petits barrages-voûtes de moins de 30 m de hauteur en maçonnerie et peu coûteux. La forme était généralement simple avec des parements verticaux. Il y a eu quelques problèmes de fuite et de vieillissement dus à la qualité de la maçonnerie. Dans des vallées étroites favorables avec du rocher sain, ces formes simples arquées utilisant du béton pourraient être aussi économiques.

### **3.3. UTILISATION DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON**

Comme indiqué par M. Kusumi et P. Mason, les bénéfices dans l'utilisation des éléments préfabriqués sont :

- réduction des travaux sur chantier et par conséquent des délais d'exécution,
- contrôle de qualité plus facile des éléments fabriqués en usine,
- facilité d'exécution des travaux et sécurité améliorée en l'absence des travaux compliqués dans des espaces exigus,
- réduction des incidences sur l'environnement du fait que les bois pour des coffrages spéciaux ne sont plus nécessaires.

Au point de vue économique, le réemploi plus fréquent des moules est plus avantageux, quelles que soient les conditions du site. Il faut donc rechercher autant que possible l'uniformisation des coupes transversales et des formes pour réduire le coût de préfabrication. La réduction des coûts indirects résultant de la diminution de la durée d'exécution est plus importante que la réduction des coûts directs.

Sur le plan technique, il est important que les fissures éventuellement développées dans le barrage en béton soient visuellement observables à partir des galeries de visite. La liaison entre les éléments préfabriqués et le béton du barrage doit donc être parfaite, de sorte à assurer la continuité, entre ces deux bétons, du comportement face aux fissurations. A cet effet, il faut effectuer le décapage à haute pression pour rendre les surfaces de contact rugueuses ou le remplissage des vides sous les dalles du radier avec du béton plastique.

Dans les barrages en remblai, comme dans le cas des barrages en béton, l'exécution des galeries de visite est une entrave à l'avancement des travaux. Dans ce type de barrage, la charge appliquée sur les galeries de visite étant importante, celles-ci ont inévitablement une importante coupe transversale. L'emploi d'éléments préfabriqués était donc considéré comme difficile. Les années récentes ont vu cependant l'utilisation du coffrage perdu préfabriqué en béton à la place du coffrage glissant en cintre en vue de réduire les délais d'exécution. En effet, la réalisation plus rapide des galeries de visite, en particulier dans le lit du cours d'eau, permet de commencer plus tôt la mise en place du noyau. Comme dans le cas des barrages en béton, la liaison parfaite entre les éléments préfabriqués et le béton de structure étant importante, les surfaces de contact sont rendues rugueuses ou d'autres mesures sont à adopter.

Avec les exemples toujours plus nombreux de leur emploi dans la réalisation des galeries de visite, les éléments préfabriqués connaissent un développement de

#### **3.2.4. Low arch dams**

China has built many masonry arch dams lower than 30 m and at low cost. The shape was generally simple with vertical faces. There have been some problems of leakage and ageing due to masonry quality. In favourable narrow valleys with sound rock, such simple arch shapes using concrete could be also cost effective.

### **3.3. USE OF PRECAST UNITS**

As indicated by M.Kusumi and P.Mason, benefits of using precast units are:

- less on-site work and shorter construction period,
- easy quality management owing to the production of units in plants,
- greater ease of construction and safety with no complicated work in narrow space,
- reduction of environmental burdens owing to the elimination of the need of woods for special formwork.

The more frequently the formwork is re-used, the higher the cost effectiveness regardless of site conditions. Production cost should be controlled by unifying the cross section and shape as much as possible. The reduction of indirect cost through the shortening of construction period is larger than the reduction of direct cost.

From a technical viewpoint, it is important that cracks in the concrete dam body can be visually observed from inspection galleries. It is therefore necessary that the dam concrete is fully integrated into precast units and that elongation at break is ensured between the concrete and precast units. To that end, the bond surface is roughened using high-pressure water, or the space under the bottom slab is filled with plasticized concrete.

In fill dams as in concrete dams, constructing inspection galleries poses problems in the progress of dam construction. In fill dams, large loads act on galleries and galleries are of large cross section. Using precast units was therefore considered difficult. In recent years, however, precast units have been used as arched formwork instead of slide centering contributing to the shortening of construction period. As the period of construction of inspection galleries on river bed in particular is greatly shortened, the filling work using core materials can be started earlier. The integrity of precast units with dam concrete is important as in concrete dams, so bond surface is roughened or other measures are taken.

As more precast units were used in inspection galleries, precast units have been actively adopted in continuous structures of uniform cross section such as elevator

leur application à d'autres ouvrages continus ayant une coupe transversale constante, tels que cage d'ascenseur, encorbellements en crête des parements amont et aval et parties en porte-à-faux des ouvrages de prise et de vidange. Les éléments préfabriqués, lorsqu'ils sont utilisés dans la réalisation des parties en porte-à-faux, permettent de réduire des travaux compliqués et dangereux, tels que la mise en place des consoles encastrées et le dressage des échafaudages, et contribuent ainsi à une meilleure sécurité. Ils apportent par ailleurs une finition homogène et des résultats esthétiques satisfaisants.

L'utilisation d'éléments préfabriqués peut être finalement le choix de l'entrepreneur, mais cette utilisation doit être prise en compte dans le projet des ouvrages définitifs. Le projet modifié présenté par l'entrepreneur devra donc être vérifié par le projeteur. En général, il est préférable d'avoir étudié au stade initial des ouvrages qui seront proches de leur conception finale.

L'utilisation d'éléments préfabriqués a le plus d'intérêt dans les situations suivantes :

- où ils peuvent accélérer la construction,
- où ils peuvent remplacer des variantes plus coûteuses pour les travaux provisoires,
- où ils améliorent l'aspect architectural.

L'ingénieur expérimenté devrait être capable de juger l'ensemble de ces trois situations et réaliser le projet en conséquence.

### **3.4. ÉVACUATEURS DE CRUE**

Ce chapitre se réfère aux barrages de grande et de faible hauteurs.

Pour plusieurs raisons le projet des évacuateurs représente une bonne occasion pour faire des économies. Les évacuateurs ne représentent pas seulement une part significative des coûts directs, en vertu de leur projet et peut être par leur impact sur l'ensemble du projet, mais aussi par le coût potentiel de perte de stockage dans le cas des évacuateurs non vannés. Au cours de ces 50 dernières années, la tolérance pour le risque de rupture de barrage a diminué alors que les valeurs estimées des crues extrêmes ont augmenté. Beaucoup de futurs barrages seront construits en Asie et donc près des mers chaudes, avec un potentiel de grosses crues et apports par km<sup>2</sup> de bassin versant. Le réchauffement climatique peut aussi augmenter les crues à l'avenir. Les capacités nécessaires pour les futurs évacuateurs seront probablement supérieures à celles du passé, à bassins versants égaux. La CIGB a consacré beaucoup d'études à ce problème, et spécialement :

- La Question 79 du Congrès de 2000.
- Une partie de la Question 84 du Congrès de 2006, et spécialement le Rapport Général (pages 1566 à 1579).
- Les bulletins de la CIGB 82, 108, 109 et 125.

Les occasions d'économie peuvent s'appuyer sur de nombreuses solutions techniques nouvellement développées dans le monde et présentées ci-dessous. Des

shafts, dam crest on upstream and downstream faces of a dam, and overhangs in water intakes and outlet works. In overhangs, complicated dangerous work has been reduced such as the embedment of brackets and the erection of scaffolding, and safety has been increased. Homogeneous finishes are provided, and aesthetic requirements are met.

Ultimately, it may be the contractor's choice; however, the design needs of precast units should be integrated with the permanent works. Re-design by a contractor will still need be checked by the engineer. Generally, it is better to have initially designed the works around the final concept.

Use of precast units makes the most sense in the following situations:

- where they can accelerate construction,
- where they can replace more expensive temporary work alternatives,
- where they improve architectural appearance.

The experienced engineer should be able to judge all three of these situations and design accordingly.

### **3.4. SPILLWAYS**

The chapter refers to high and to low dams.

For several reasons the design of spillways represents a significant opportunity for cost saving. Spillways not only represent a significant direct costs, by virtue of their design and possibly by their impact on the overall project layout, but also on the potential cost of lost storage in the case of ungated spillways. Over the last 50 years the accepted tolerance of dam failure risk has decreased while at the same time the estimated value of extreme floods has increased. Many future dams will be built in Asia and hence close to warm seas, giving the potential for very large floods and run-offs per km<sup>2</sup> of catchment area. Climate warming may also increase floods in the future. The discharges required for future spillways are therefore likely to be higher than in the past, for similar catchment areas. ICOLD has devoted many studies to this problem, and especially:

- Question 79 of the 2000 Congress.
- Part of the Question 84 of the 2006 Congress, and especially the General Report (pages 1566 to 1579).
- ICOLD Bulletins 82, 108, 109 and 125.

Cost saving opportunities may be based on a number of new technical solutions developed worldwide and presented below. Preliminary comments on spillway

commentaires préliminaires sur les spécifications concernant les évacuateurs de crue, sur les critères de projet, sur les ruptures passées et sur l'évaluation des crues semblent utiles pour une meilleure évaluation de ces solutions.

### **3.4.1. Spécifications concernant les évacuateurs**

Beaucoup de projets d'évacuateur, dans le passé et même maintenant, sont basés sur des méthodes normalisées. Ceci peut impliquer l'évaluation de la « crue de projet » d'une probabilité annuelle donnée. Celle-ci est souvent choisie selon des règlements ou la tradition, comme la crue millénaire, avec la nécessité de pouvoir la passer sans dommage en utilisant un évacuateur totalement vanné ou totalement sans vanne. Durant cette crue, le niveau du réservoir est souvent maintenu en dessous de la crête du barrage avec une revanche significative. Cette approche peut être revue en considérant au moins trois autres facteurs :

- Le risque de rupture par des crues encore plus exceptionnelles.
- Le risque de blocage des vannes et spécialement le blocage de toutes les vannes. Ceci est la cause de plus de 20 % de ruptures dues aux crues pour les barrages vannés.
- Le risque de rupture des barrages amont, y compris des barrages naturels comme les barrières de glace ou ceux dus à des glissements de terrain provoqués par un séisme.

Par ailleurs, les dispositifs d'évacuateur prévus essentiellement pour la sécurité du barrage pourraient être souvent utilisés aussi pour améliorer la gestion des sédiments et l'écrêtement des crues à l'aval.

### **3.4.2. Critères de projets et méthodes**

Les critères de projet basés sur la crue de projet et des revanches significatives ont deux inconvénients :

- La véritable probabilité de rupture est inconnue. Elle peut être plus grande pour un grand barrage vanné ou avec un évacuateur en tulipe que pour un petit barrage non vanné. La vraie marge de sécurité est basée sur la revanche, c'est-à-dire sur la vitesse locale du vent parce que la revanche est calculée suivant la hauteur des vagues produites par ce vent. L'incertitude sur le risque réel est augmentée par l'incertitude non négligeable dans l'évaluation des crues millénaires.
- Cette approche traditionnelle peut restreindre ou empêcher l'utilisation de variantes économiques pour augmenter les capacités d'évacuation pour les crues extrêmes. Cet inconvénient est souvent négligé parce que les critères arbitraires utilisés se concentrent uniquement sur les spécifications de performance et non sur le coût d'ensemble.

Une approche défendue par la CIGB depuis 15 ans, spécialement dans les Bulletins 82, 108, 125 et 130, suggère l'usage d'une « crue de vérification » ou « crue de sécurité » de beaucoup plus faible probabilité. Cette dernière crue nécessiterait une marge de sécurité réduite et se traduirait par un niveau plus élevé pour le réservoir, probablement voisin de celui qui provoquerait la rupture du barrage. Des

requirements, design criteria, past failures and floods evaluation seem useful for better evaluating these solutions.

### **3.4.1. Spillways requirements**

Many spillways designs, in the past and even now, have been based upon standardized methods. These can involve the evaluation of a “Design flood” of a given annual probability. These are often chosen according to regulations or tradition, such as a 1 in 1000 years event, with a requirement to discharge this flood without any damage, using a fully gated or fully ungated spillway. During such floods the reservoir level is often kept below the dam crest by a significant freeboard. This approach may be reviewed considering at least three other factors:

- The risk of failure by more exceptional floods.
- The risk of gates jamming and especially of all gates jamming. This has been the reason for over 20% of flood induced failures at gated dams.
- The risk from failure of upstream dams, including natural dams such as glacial barriers or dams due to landslides provoked by earthquakes.

In addition, spillway facilities designed essentially for the dam safety could often be also used for improved siltation management and the reduction and mitigation of floods downstream.

### **3.4.2. Design criteria and methods**

A design criterion based upon “Design flood” and a significant freeboard have two main drawbacks:

- The true failure probability is unknown. It may be higher for a large gated dam or a morning glory spillway than for a small ungated dam. The true margin of safety is based upon the freeboard i.e. upon local wind speed because the freeboard is designed according to the relevant wave heights. The uncertainty on the true risk is increased by the significant uncertainty in evaluating the value of floods with a 1 in 1000 annual probability.
- This design approach can reduce or prevent the utilization of alternative low cost solutions for increasing the spillage capacity at extreme floods. This drawback is often overlooked because such arbitrary criteria focus only on performance requirements and not on overall cost.

An approach advocated by ICOLD since 15 years, especially in Bulletins 82, 108, 125 and 130, suggests the use of a “Check Flood” or “Safety Check Flood” of much lower probability. This would require a reduced margin of safety and reflect a higher reservoir level. Indeed it is likely to be a reservoir level close to that which could cause dam failure. Limited damage would be accepted for this check flood.

dommages limités pourraient être acceptés pour cette crue de vérification. Le terme « Crue de projet » est inadapté parce que la crue la plus importante qui commande la disposition finale du projet est bien la «Crue de vérification» et non celle qu'on appelle « Crue de projet ».

### 3.4.3. Ruptures des barrages par les crues

Pour évaluer le niveau acceptable de la retenue pour la crue de vérification, il est utile de revoir les conditions des ruptures passées. Elles sont très différentes pour les barrages en remblai, les barrages en béton et les barrages en maçonnerie :

- Plus de 2 % de tous les barrages en remblai construits avant 1930 et les barrages en remblai construits en Asie entre 1950 et 1980 se sont rompus à cause des crues (réf. Bulletin 109 de la CIGB, p. 27 et annexe 1), soit un pourcentage annuel supérieur à 1 pour 1 000. Tous ces barrages ont été construits sans matériel lourd de construction et souvent avec des remblais peu compactés. Les pourcentages de rupture par les crues depuis 1980 sont plus faibles, de l'ordre de 1 pour 10 000 pour les très grands barrages mais encore de 1 pour 1 000 pour les plus petits. Les pertes humaines, qui ont été nombreuses lors des ruptures passées, sont à présent en baisse grâce aux prévisions météorologiques et à l'amélioration des télécommunications. Les ruptures de barrage en remblai liées aux crues sont généralement dues au débordement de plus de 1 m de hauteur sur leur crête pour les barrages en enrochement, de 0,5 m sur ceux en argile bien compactée et pour des valeurs beaucoup plus faibles quand des graviers de faible dimension sont concernés. Des ravinements typiques sont formés à l'aval sur le parement ou au pied et remonte progressivement vers la crête du barrage. La brèche qui en résulte s'ouvre rapidement avec localement des débits (en  $\text{m}^3/\text{s}$ ) jusqu'à  $H^{2.5}$  où H est la hauteur du barrage à cet endroit (en m). Cette brèche s'élargit lentement pour les remblais cohérents et rapidement pour les remblais en enrochement et en gravier. Le niveau acceptable pour la crue de vérification peut donc être voisine de celle de la crête pour un barrage en enrochement ou un petit barrage en terre, disons de 0,5 m ou 1 m sous le niveau de la crête pour un barrage dont la crête est construite en matériau cohérent prévu pour résister à quelques débordements par les vagues, et au moins 1 m en dessous de la crête pour les barrages en gravier.
- Le débit provenant de la rupture peut être beaucoup plus important que le débit naturel de la crue mais si un barrage en remblai se rompt pour une crue très exceptionnelle, ce débit peut ne pas être très augmenté si le barrage n'est pas très haut à l'endroit où la brèche se forme et aussi si le matériau du barrage est cohérent.
- Aucune rupture par des crues n'a été rapportée pour les 2 000 barrages-poids en béton de plus de 20 m de hauteur mais plusieurs ont été rapportés pour des barrages de ce type de 10 à 20 m de hauteur généralement par glissement. Ceci peut s'expliquer par l'impact relatif beaucoup plus grand, sur la stabilité d'un barrage-poids de faible hauteur, d'une surélévation du niveau de la retenue de quelques mètres et aussi de l'augmentation des sous pressions liées à une montée du niveau aval. Plusieurs barrages en béton de grande hauteur ont résisté en toute sécurité à des débordements non négligeables.



The name of “Design flood” may be unsuitable because the most important flood dominating the final arrangement may well be the “Check flood” and not the so called “Design flood”.

### **3.4.3. Dams failures by floods**

For evaluating the reservoir level acceptable for the Check flood, it is useful to review the conditions of past failures. They are very different for embankment dams, concrete dams and masonry dams:

- Over 2% of all embankment dams built before 1930 and of embankment dams built in Asia between 1950 and 1980 failed by floods (ref. ICOLD Bulletin 109, p.27 and Appendix 1) i.e. an annual failure rate over 1 in 1000. All these dams had been built without heavy construction equipment and often with poorly compacted earthfill. The annual failure rates by floods since 1980 are lower, in the range of 1 in 10 000 for very large dams but still close to 1 in 1000 for smaller ones. The relevant fatalities, which have been high for some past failures, are now reduced by weather forecasting and improved telecommunications. The flood failures of embankments are usually due to crest overtopping by more than 1 m for rockfill dams, by about 0.5 m for well compacted clay and by much lower values where small size gravel is concerned. Typically erosion gullies are created in the downstream toe or slope and reach progressively to the dam crest. The resulting breach then opens quickly with a local discharge (in  $\text{m}^3/\text{s}$ ) up to  $H^{2.5}$  where H is the local dam height (in m). This breach widens slowly for cohesive fill and quickly for rockfill or gravel. The acceptable reservoir level for the check flood may thus be close to the crest level for a rockfill dam or a small earthfill dam, say, 0.5 or 1 m below crest level for a cohesive dam crest designed to withstand some overtopping by waves, and at least 1 m below crest for gravel fill.
- The discharge from failure may be much higher than the natural flood but if an embankment dam fails for a very exceptional flood, the natural discharge may not be much increased especially if the dam is not high where the breach occurs and also if the dam material is cohesive.
- No failures by flood have been reported for the 2000 concrete gravity dams higher than 20 m but several have been reported for such dams between 10 to 20 m high, usually by sliding. This may be explained by the much higher relative impact on a low gravity dam of stability from a reservoir level increase by few metres and also due to uplift increases associated with a downstream level increase. Several high concrete dams have safely withstood significant overtopping. Two small concrete arch dams failed by overtopping and the scour of the poor quality rock abutments.

Deux petits barrages-voûtes en béton se sont rompus par déversement et affouillement des appuis constitués de rocher de qualité médiocre.

- Le pourcentage de rupture liée aux crues pour les barrages-poids en maçonnerie a été au-dessus de 1 %, y compris pour des barrages de 40 m de hauteur. Certains se sont rompus avant débordement, plusieurs ruptures se sont produites dans la maçonnerie même, probablement à cause de sa faible résistance à la traction.

- Les ruptures des barrages en béton ou en maçonnerie sont instantanées et ne peuvent être prévues avec précision. La brèche est large, souvent de l'ordre de 5 fois la hauteur du barrage et une rupture de barrage en béton est donc moins probable mais plus dangereuse qu'une rupture de barrage en remblai, pour un même volume de retenue. Le risque pour les barrages en maçonnerie existants peut être élevé.

### 3.4.4. Évaluation des crues

Les méthodes pour l'évaluation des crues peuvent être différentes pour la crue de projet et pour la crue de vérification. Des méthodes probabilistes, basées sur les données concernant les crues et les pluies, sont utilisées pour évaluer la crue de projet. L'incertitude dans de telles évaluations augmente avec la période de retour à évaluer.

La crue de vérification devrait être choisie avec une très faible probabilité, telle que 1/100 000 ou peut-être la CMP. Les méthodes d'évaluation probabilistes peuvent aussi être employées mais leur fiabilité pour des crues si exceptionnelles est discutable, spécialement parce que les crues extrêmes peuvent être générées par des événements climatiques autres que ceux qui provoquent les crues fréquentes. La méthode déterministe de la CMP semble plus fiable mais les résultats peuvent varier significativement selon les experts impliqués dans son évaluation. Il est particulièrement difficile d'évaluer la CMP de grands bassins versants qui contiennent des conditions climatiques variables.

Des évaluations approximatives de crues extrêmes peuvent être plus faciles pour des bassins versants en dessous de quelques milliers de km<sup>2</sup> soumis à de fortes pluies, soit pour la majorité des futurs barrages. Dans ces cas, la crue extrême est en général causée par une pluie de l'ordre de 0,5 m de hauteur sur une courte durée et sur l'ensemble du bassin versant. La durée de la crue extrême varie de 3 à 12 heures selon le bassin versant. Les conditions du sol ont peu d'impact sur le débit maximal qui est essentiellement lié à la surface du bassin versant et au climat régional. Une référence utile (présentée dans le Bulletin 125 de la CIGB) est la courbe des débits extrêmes rapportés dans le monde selon le bassin versant. Ils sont *grosso modo* :

Surface du bassin versant S (km <sup>2</sup> )	1	10	100	1 000	10 000
Débit maximal dans le monde q (m <sup>3</sup> /s)	100	700	4 000	15 000	40 000
Débit spécifique par km <sup>2</sup> de bassin versant : qs (m <sup>3</sup> /s)	100	70	40	15	4

Ceci peut être représenté approximativement par deux formules simplifiées (en m<sup>3</sup>/s)

- The rate of failure by floods of masonry gravity dams has been over 1%, including dams 40 m high. Some failed before overtopping; several failures were in the masonry itself, possibly due to low masonry tensile strength.

- Failures of concrete or masonry dams are instantaneous and cannot be foreseen very precisely. The breach is wide, often in the range of five times the dam height and the failure of a concrete dam is thus less likely but more dangerous than the failure of an embankment dam for a same reservoir volume. The risk from existing masonry dams may be high.

### 3.4.4. Flood evaluation

The methods for flood evaluation may be different for the Design flood and for the Check flood. Probabilistic methods based upon flood and rainfall data are used for evaluating the design flood. The uncertainty in such evaluations increases with the return period being evaluated.

The Check flood should be chosen with a very low probability, such as 1 in 100 000 or perhaps the Probable Maximum Flood (PMF). Probabilistic methods of evaluation may also be used but their reliability for such exceptional floods is questionable, especially because extreme floods may be caused by different climatic events than those which cause frequent flooding. The deterministic method of the PMF seems more reliable but results may vary significantly with the experts involved in evaluating it. It is especially difficult to evaluate the PMF of very large catchment areas which contain variable climatic conditions.

Approximate evaluations of extreme floods may be easier for catchment areas under few thousands km<sup>2</sup> subject to heavy rains, i.e. for most future dams. In these cases the extreme flood is usually caused by a same rain event in the range of 0.5 m depth in a short time over the whole catchment area. The extreme flood duration varies between 3 and 12 hours according to the catchment area. The soil conditions have little impact on the maximum discharge which is essentially linked with the area of the catchment and the regional climate. A useful reference (presented in ICOLD Bulletin 125) is the curve of extreme discharges reported worldwide according to the catchment area. They are broadly:

Catchment area S (km <sup>2</sup> )	1	10	100	1000	10 000
Maximum worldwide discharge Q (m <sup>3</sup> /s)	100	700	4000	15 000	40 000
Specific relevant discharge per km <sup>2</sup> q (m <sup>3</sup> /s)	100	70	40	15	4

These may be roughly represented by two simplified formulas (in m<sup>3</sup>/s)

Pour  $S < 300 \text{ km}^2$  :  $q = (S/300)^{0.8} \times 10\,000$

Pour  $S > 300 \text{ km}^2$  :  $q = (S/300)^{0.4} \times 10\,000$

Les débits spécifiques extrêmes  $q_s$  peuvent donc avoir été souvent sous-estimés dans le passé pour des bassins versants de 100 à 1 000  $\text{km}^2$ .

Les débits spécifiques naturels ayant provoqué des ruptures de barrage ont été beaucoup plus faibles que les valeurs enveloppes indiquées ci-dessus, mais ont atteint 90 % de cette référence mondiale pour les barrages de Banquiao et Shimantan (Chine 1975), 70 % pour le barrage de Machu (Inde 1979) et 50 % pour le barrage de Molare (Italie 1935). De tels accidents causent beaucoup de pertes humaines. Une méthode simple supplémentaire d'évaluation de la crue de vérification peut être obtenue à partir du bassin versant et de la pluie maximale régionale rapportée, par comparaison avec la pluie maximale dans le monde. Les pluies maximales dans le monde ont atteint 1,50 m en 24 heures et 1 m en 12 heures. Quelques ajustements limités peuvent être ajoutés pour prendre en compte la forme et les pentes du bassin versant.

Une telle évaluation supplémentaire, comme pour d'autres méthodes, est discutable, mais est basée sur des données bien établies et bien connues. Cette évaluation est peu coûteuse et est au moins aussi fiable que les autres pour comparer la sécurité de barrages situés dans la même région climatique. Le volume de ces crues extrêmes dans le monde, pour des bassins versants plutôt petits, correspond à un fort pourcentage de la pluie possible en quelques heures. Le volume par  $\text{km}^2$  est similaire pour de tels bassins versants, et peut être de l'ordre de celui produit par une pluie de 0,50 m de hauteur tombant sur une surface d'un  $\text{km}^2$  de bassin versant.

Pour de petits bassins versants, le rapport entre une crue telle que la CMP et une crue de fréquence  $10^{-2}$  est généralement élevé, peut-être bien au-dessus de 3 ou 4. Ce rapport est généralement plus petit pour de très grands bassins versants parce que les événements extrêmes tendent à se produire seulement sur une partie de ces bassins. L'incertitude augmentera avec les changements climatiques.

### **3.4.5. Solutions peu coûteuses pour la “crue de vérification”**

*Les études ci-dessous considèrent des économies basées sur les approches suggérées ci-dessus.*

Le débit de la crue de vérification peut être divisé en deux parties :  $q_1$  qui est la crue de projet et  $q_2$  qui est la différence entre le débit de la crue de vérification et celui de la crue de projet. La somme ( $q_1 + q_2$ ) devrait être aussi grande que possible.

Le coût  $c^1$  par  $\text{m}^3/\text{s}$  pour évacuer  $q_1$  est généralement élevé, de façon directe pour les évacuateurs vannés et indirecte pour les seuils fixes à cause de la perte de capacité du réservoir due à la hauteur de la lame déversante de la crue de projet. Une telle perte est souvent de l'ordre de 10 000  $\text{m}^3$  par  $\text{m}^3/\text{s}$  et cette perte de stockage peut constituer une part significative de la tranche utile. La valeur de  $c^1$  est donc considérable, probablement plus de 10 000 USD. Le coût  $c^2$  par  $\text{m}^3/\text{s}$  pour évacuer  $q_2$  peut être beaucoup plus faible parce que  $q_2$  peut utiliser un niveau de

For  $S < 300 \text{ km}^2$ :  $q = (S/300)^{0.8} \times 10\,000$

For  $S > 300 \text{ km}^2$ :  $q = (S/300)^{0.4} \times 10\,000$

The specific extreme discharge  $q_s$  may thus have been often underestimated in the past even for catchment areas of 100 to 1000  $\text{km}^2$ .

Natural specific flows were much lower for most dam failures than the envelope curve above but reached 90% of this world reference for Banquiao and Shimantan (China 1975), 70% for Machu (India 1979) and 50% for Molare (Italy 1935). Such accidents caused many fatalities. A simplified additional evaluation of the check flood may thus be obtained based upon the catchment area, and the maximum reported regional rain compared to the world maximum rain. The extreme world rains have reached 1.50 m in 24 hours and 1 m in 12 hours. Some limited adjustment may be added to allow for the shape and slope of the catchment area.

Such additional evaluation, as with other methods, is questionable, but is based upon well established and known data. It is inexpensive to evaluate and is at least reliable for comparing the safety of dams in a same climatic area. The volume of such extreme worldwide floods for rather small catchments is a high percentage of the possible rain in a few hours. The volume per  $\text{km}^2$  is similar for such catchments, and may be in the range of a rainfall of 0.50 m over a  $\text{km}^2$  of the catchment area.

For small catchment areas, the ratio between a flood such as the PMF and a flood of probability  $10^{-2}$  is usually high and may be well over 3 or 4. This ratio is usually lower for very large catchments because extreme events tend to apply only to a part of such catchments. Uncertainty will increase with climatic changes.

### **3.4.5. Low cost solutions for the Check flood**

*The studies below consider cost savings based upon the approaches suggested above.*

The Check flood discharge may be divided into two parts:  $q_1$  which is the discharge of the Design flood and  $q_2$  which is the difference in discharge between the Design flood and the Check flood. The sum ( $q_1 + q_2$ ) should be as high as possible.

The direct cost ( $c^1$ ) per  $\text{m}^3/\text{s}$  for discharging  $q^1$  is usually high for gated spillways and indirectly high, for free flow spillways due to the associated loss of reservoir storage corresponding to the nappe depth of the Design flood. Such loss is often in the range of ten thousand  $\text{m}^3$  per  $\text{m}^3/\text{s}$  and this loss of storage can be a significant part of the live storage. The value of  $c^1$  is thus considerable, possibly over 10 000 USD. The cost  $c^2$  per  $\text{m}^3/\text{s}$  for discharging  $q_2$  may be much lower because  $q_2$  may use a higher reservoir level and cause some acceptable damages. The total cost

réservoir plus élevé et accepter quelques dommages. Le coût total ( $c^1 q^1 + c^2 q^2$ ) devrait être aussi bas que possible. S'il est difficile de réduire  $c^1$ , il existe un moyen de faire des économies : essentiellement en réduisant  $c^2$  ou, d'une certaine façon et jusqu'à un certain point,  $q^1$  et d'augmenter  $q^2$  de la valeur correspondante.

Beaucoup de solutions peuvent être utilisées pour évacuer la crue de vérification avec un faible coût et spécialement le débit  $q^2$  au-delà de la crue de projet. Certaines de ces solutions ont été négligées dans le passé parce qu'on avait admis que la crue de projet était le critère principal. Les solutions valables peuvent être différentes pour les barrages en remblai ou pour les barrages en béton ou peuvent s'appliquer pour les deux.

La plupart des barrages en terre ont des pentes de 1 sur 2 ou 1 sur 2,5, ou même plus douces. Dans beaucoup de cas, cette pente est la même, y compris en partie haute avec la revanche calculée pour les effets possibles des vagues. Il est souvent possible de conserver sans changement la plupart du corps du barrage mais de raidir juste la partie haute, par exemple à 1 sur 1,5, de façon à surélever la crête de 1 à 2 m. Une telle surélévation de 1 m demande environ 20 m<sup>3</sup> de remblai par mètre linéaire avec un coût de quelques centaines d'USD. Surélever la lame déversante sur le seuil de 1 m augmente typiquement le débit par mètre linéaire de l'évacuateur de 5 à 10 m<sup>3</sup>/s. Si la longueur du barrage est 5 à 10 fois celle de l'évacuateur, le coût, pour augmenter le débit de 1 m<sup>3</sup>/s, est bien en dessous de 1 000 USD, souvent en dessous de 500 USD, même si on tient compte des coûts supplémentaires pour les ouvrages d'évacuation aval et pour l'étanchéité et la protection de la crête contre les vagues. Il est aussi possible d'ajouter un parapet, en béton ou en gabions, de 1 m de hauteur.

Il est en général possible de surélever les BEMB jusqu'à 5 m de hauteur au moyen d'ouvrages en béton ou en BCR avec un coût modéré aussi bien pour ces ouvrages que pour ceux nécessités par l'augmentation des débits de l'évacuateur de crue due à la surélévation.

Les barrages en remblai de grande longueur comprennent en général une portion significative où la hauteur du barrage est de l'ordre de 5 à 10 m. Il peut s'avérer économiquement avantageux de surélever les plus hauts profils de ce type de barrage de 1 à 2 m en raidissant localement la crête et en conservant les profils les plus bas à leur cote initiale. Toutes brèches qui se produiraient dans ces profils bas auraient moins de conséquences que dans les profils hauts. En fait, il serait possible de projeter spécifiquement ces profils bas avec des digues fusibles en incorporant des dispositifs simples afin de limiter l'extension des érosions en cas de rupture.

Des variantes diverses ont été utilisées pour déverser au-dessus des barrages en remblai. Deux solutions peuvent avoir un avenir prometteur, du moins comme évacuateur auxiliaire ou de secours. Outre l'évacuateur vanné pour évacuer la crue de projet, il est économique pour les barrages de 5 à 10 m de hauteur, de caler la crête à 0,5 m au-dessus du niveau normal de la retenue et de revêtir le parement aval par du BCR placé en couches d'environ 3 m de largeur. Pour une lame déversante de 3 m, correspondant à la plupart des revanches de barrage, cela demande environ 5 m<sup>3</sup> de BCR par m<sup>3</sup>/s supplémentaire, avec un coût de l'ordre de 500 USD par m<sup>3</sup>/s.

Des évacuateurs non vannés en béton armé ont été placés sur certains BEMB avec des débits spécifiques de 20 m<sup>3</sup>/s par mètre linéaire de seuil. Dans certains cas

$(c^1 q^1 + c^2 q^2)$  should be as low as possible. If it is difficult to reduce  $c^1$ , there are two ways of cost savings: essentially to reduce  $c^2$  or to somehow reduce  $q^1$  to some extent and to increase  $q^2$  accordingly.

Many solutions may be used for discharging the Check flood at low cost and especially the flow  $q^2$  beyond the Design flood. Some have been overlooked in the past where the Design flood was assumed to be the main criterion. The solutions available may be different for embankments or for concrete dams or may apply to both.

Most earthfill dams have slopes in the range of 1 on 2 or 1 on 2.5, or even flatter. In many cases the slope is kept the same throughout, including the upper part where freeboard is chosen according to possible wave action. It is often possible to keep most of the dam body unchanged but to steepen just the upper sections to, say, 1 on 1.5, in order to raise the crest by 1 or 2 m. Such a rising of the crest by 1 m requires about 20 m<sup>3</sup> of earthfill per metre of dam length at a cost of a few hundred USD. Raising the nappe depth of the spillway by 1 m typically increases the discharge per metre of spillway by 5 to 10 m<sup>3</sup>/s. If the dam length is 5 to 10 times the length of the spillway, the cost for increasing the discharge by 1 m<sup>3</sup>/s is well under 1000 USD, often under 500 USD, even allowing for some extra costs in the downstream waterway and for minimum waterproofing and waves protection of the crest. It is also possible to add a parapet 1 m high in concrete or gabions.

It is usually possible to raise CFRD by up to 5 m by means of a concrete or RCC structure at moderate cost in terms of both the structure required and the additional spillway discharge produced by the raising.

Long embankment dams usually include a significant length where the dam height is in the range of 5 to 10 m. It may prove economically advantageous to raise just the higher sections of such a dam by about 1 or 2 m by local crest steepening, while leaving the lower height sections of dam at the original level. Any breaches which occur at these lower sections will have less consequence than for the higher sections of dam. Indeed it may be possible to specifically design such low sections as earthfill fuse plugs incorporating simple associated structures to limit their development in the event of failure.

Various alternatives have been used for spilling over embankment dams. Two solutions may have a promising future, at least as auxiliary or emergency spillways. Beyond a gated spillway to discharge the design flood, it is cost effective for dams between 5 and 10 m high, to set the crest level at 0.5 m above the normal reservoir level and to line the downstream slope with RCC placed in layers about 3 m wide. For a 3 m nappe depth, corresponding to most of the main dam freeboard, this requires about 5 m<sup>3</sup> of RCC per extra m<sup>3</sup>/s, at a cost in the range of 500 USD per m<sup>3</sup>/s.

Ungated reinforced concrete spillways have been placed upon some CFRD with specific discharge of 20 m<sup>3</sup>/s. In some cases these represent the only spillway

ceci a été la seule disposition adoptée pour l'évacuation des crues. De façon alternative, il serait préférable d'utiliser ces évacuateurs comme évacuateur de secours en complément d'un évacuateur vanné traditionnel posé en rive. Il est aussi possible d'augmenter le débit spécifique de tels évacuateurs et le volume utile de la retenue par des barrages gonflables, des dispositifs fusibles ou des seuils labyrinthes.

Les barrages en remblai de grande hauteur dans des vallées étroites peuvent nécessiter des évacuateurs vannés avec des galeries revêtues et des ouvrages aval coûteux. La capacité de ces évacuateurs coûteux peut être limitée au débit de la crue de projet. Il serait alors possible de faire face à des crues plus exceptionnelles en utilisant des galeries hautes non revêtues opérant avec des vitesses d'eau plus faibles. Les ouvrages de contrôle amont pourraient être des dispositifs fusibles et les ouvrages pour la dissipation de l'énergie à l'aval pourraient être minimisés pourvu que l'affouillement à l'aval ait été bien appréhendé et soit acceptable. Le coût correspondant par m<sup>3</sup>/s peut être du tiers de celui de l'évacuateur principal. De telles galeries sont en fait semblables aux galeries de dérivation provisoire.

Beaucoup de barrages en béton résistent au débordement de crues exceptionnelles, même avec des débits spécifiques élevés. Ceci est acceptable pourvu que l'affouillement aval soit évité ou acceptable et que la stabilité de l'ouvrage, pour la cote la plus haute de la retenue, soit assurée. Les charges supplémentaires correspondantes ne devraient pas cependant être combinées avec le séisme maximal possible. Pour réduire le niveau maximal de la retenue lors des crues se déversant sur la crête du barrage, il est préférable de choisir un parapet amont ajouré à la place d'un parapet plein.

Le profil optimal d'un barrage-poids peut ne pas être celui qui est traditionnel mais plutôt avec un parement amont incliné (voir Bulletin 109 de la CIGB, annexe 2). Pour des débordements significatifs un profil symétrique peut être préférable au profil conventionnel avec parement vertical. Pour les barrages-poids, les affouillements par des crues exceptionnelles peuvent être limités en utilisant des protections minimales et peu coûteuses au pied aval. Les parements aval en marches d'escalier sont particulièrement efficaces pour dissiper l'énergie de l'écoulement pour des débits spécifiques d'environ 10 à 15 m<sup>3</sup>/s par mètre linéaire d'évacuateur, soit pour des crues ordinaires. Il serait possible d'accepter quelques dommages dus à l'érosion à l'aval pourvu que, de nouveau, leur extension et implication soient comprises et acceptables.

Pour beaucoup de barrages en remblai ou en béton, des solutions peu coûteuses pour évacuer la crue de projet consisteraient à utiliser divers éléments fusibles. Ces derniers pourraient être utilisés comme évacuateur auxiliaire, la crue de projet pouvant être évacuée par un évacuateur vanné de base ou ils pourraient être débordés par la crue de projet. Ils s'effaceraient partiellement ou en totalité pour les crues exceptionnelles et il faudrait quelques jours, semaines ou mois pour les remplacer avec les coûts ou pertes correspondants, mais avec une probabilité annuelle de l'ordre, disons de 1/100 à 1/1 000.

Beaucoup de dispositifs fusibles ont été utilisés pour de petits barrages et aussi pour de grands. Par exemple des digues fusibles ont été utilisées depuis environ 20 ans pour près de 100 grands barrages, principalement en Chine et aux États-Unis, généralement pour des débits de quelques milliers de m<sup>3</sup>/s. Elles se rompent par érosion des matériaux et élargissement de la brèche. Elles nécessitent des conditions



provision. Alternatively it may be preferable to use such spillways as emergency spillways in addition to a traditional gated spillway set on the valley flanks. It may also be possible to increase the specific discharge of such spillways and enhance available reservoir storage using inflatable gates, fuse devices or labyrinth weirs.

High embankment dams in narrow valleys may require costly lined and gated tunnel spillways with expensive downstream structures. Such expensive spillways could be limited to the discharge of the design flood. It may be possible to accommodate more exceptional floods using unlined, high-level tunnels operating at much lower velocities. The upstream entry control could feature fuse devices and downstream energy dissipation provision could be minimised provided the extent of any associated scour was understood and acceptable. The relevant cost per  $\text{m}^3/\text{s}$  may be one third of the cost for the main spillway. Such tunnels are in fact similar to temporary diversion tunnels.

Many concrete dams may withstand overtopping by exceptional floods, even with significant specific flows. This can be accepted provide that downstream scouring is avoided or acceptable and the structural stability is confirmed based on the higher reservoir level. The corresponding exceptional extra loads should however not be combined with maximum possible seismic loads. For reducing the maximum reservoir level during extreme floods overtopping the dam crest, it may be preferable to choose an openwork parapet instead of a watertight concrete one. It is possible also to use concrete fuse plugs as presented below.

The optimal cross section of a gravity dam may not be the traditional one but rather one with an inclined upstream face (see ICOLD Bulletin 109, Appendix 2). For significant overtopping a symmetrical section may be preferable to one with a conventional, vertical upstream face. For gravity dams, scouring by exceptional floods may be limited by using minimal and low cost protection at the downstream toe. Stepped downstream faces are especially efficient for the dissipation of overflows up to specific discharges of approximately 10 to 15  $\text{m}^3/\text{s}$ , i.e. for ordinary floods. It may be possible to accept some erosion damage downstream for more extreme floods provided, again, that its extent and implications are understood and acceptable.

Low cost solutions for discharging the check flood at many embankment or concrete dams may also include the utilization of various fuse devices. They may be used as auxiliary spillways, the design flood being discharged by a basic gated spillway, or they may be overtopped by the design flood. They open partly or totally for exceptional floods and it will take some days, weeks or months to replace them with some associated cost or loss but with an annual probability in the range of, say, 1 in 100 to 1 in 1000.

Many fuse plug solutions have been used for small dams and also for large ones. For instance earthfill fuse plugs have been used at about 100 large dams, mainly in China and in the USA about 20 years ago, usually for discharges of some thousands  $\text{m}^3/\text{s}$ . They fail by erosion of materials and breach widening. They require specific topographic conditions and there are questions about the relevant

topographiques spécifiques et des questions se posent sur les hydrogrammes associés à l'aval et aussi sur leur fiabilité à long terme. Comme elles sont prévues pour des crues très exceptionnelles, il y a très peu d'exemples qu'elles aient fonctionné avec succès.

Une autre solution développée depuis ces 15 dernières années et utilisée dans environ 10 pays est basée sur des éléments poids en béton ou en acier qui basculent en séquence pour différentes valeurs du niveau de la retenue. Dans ces solutions de hausses fusibles, la sous pression est créée sous chaque élément par un niveau précis de la retenue. Cinquante évacuateurs ont utilisé cette solution. De telles hausses fusibles peuvent être prévues pour être débordées par la crue de projet avant leur basculement. Elles peuvent être en forme de labyrinthe en plan pour réduire la hauteur de la lame déversante correspondante avant basculement et donc diminuer la perte de stockage du réservoir. Elles ont été utilisées aussi bien pour de petits que de grands évacuateurs de crue, jusqu'à 40 000 m<sup>3</sup>/s. La plupart d'entre elles ont déversé ; certains éléments d'une douzaine de ces évacuateurs ont basculé comme il avait été projeté.

Deux blocs fusibles plus simples en béton, qui s'effacent par basculement, ont été étudiés et testés sur modèle réduit hydraulique. Dans la première solution, les blocs basculent juste avant ou juste après le débordement et sont prévus sans sous pression. Leur épaisseur est d'environ la moitié de leur hauteur et ils peuvent être utilisés pour remplacer la partie haute des barrages-poids en béton standard. Ceci minimise le coût de ces barrages car cette solution ne demande pas de béton supplémentaire. Dans la seconde solution, les blocs en béton sont débordés par les crues avant basculement. Ils sont prévus avec la pleine sous pression. Leur coût, pour un nouveau seuil fixe, serait bas et ils peuvent être projetés pour la CMP. Cependant, ils n'ont pas la même forme en labyrinthe que les hausses fusibles et les basculements correspondants sont moins précis. Ils peuvent aussi être utilisés pour améliorer les évacuateurs à seuil fixe existant (voir annexe 3).

Beaucoup d'autres solutions ont été utilisées, telles que les "flashboards" aux États-Unis pour de petits évacuateurs de crue. Ce sont des planches en bois posées contre des tubes en acier verticaux. Leur coût est très faible mais elles sont vulnérables aux dommages causés par les corps flottants ou le vandalisme.

### **3.4.6. Solutions économiques concernant la crue de projet ou la crue de vérification**

Des économies peuvent être obtenues en améliorant les évacuateurs à seuil libre ou avec vannes ou en associant ces deux solutions. D'autres économies s'appliquent aux ouvrages d'évacuation et de sortie.

La plupart des grands barrages ont des évacuateurs non vannés (Bulletin 83 de la CIGB, p.33), soit une grande majorité d'évacuateurs pour des crues de projet inférieures à 1 000 m<sup>3</sup>/s et une part significative pour de plus grands débits. Les évacuateurs à seuil libre concernent en général des bassins versants inférieurs à quelques centaines de km<sup>2</sup>; le temps pour atteindre la pointe de telles crues est généralement de 3 à 6 heures. Les évacuateurs à seuil fixe sont très sûrs pour gérer ces crues mais ils souffrent de débits spécifiques faibles, s'exprimant en m<sup>3</sup>/s par mètre de seuil par la formule  $2,2 H^{1,5}$ , où H est la hauteur de lame déversante en mètre.

associated downstream hydrographs and also about their long term reliability. As they are designed for very exceptional floods, there are very few examples of them having successfully functioned.

Another solution developed over the last 15 years and used in about 10 countries is based upon gravity concrete or steel elements tilting in sequence for different values of reservoir level. In this fusegate solution, uplift is created under each element for a precise reservoir level. Fifty spillways have used this solution. Such fusegates may be designed for overtopping by the design flood before tilting. They may have a labyrinth layout in order to reduce the corresponding nappe depth before tilting and thus reduce the loss of reservoir storage. They have been used for both small and large spillways, up to 40 000 m<sup>3</sup>/s. Most have been overtopped; some elements have tilted for dozen of them as designed.

Two types of simpler concrete fuseplugs which open by tilting have also been studied and model tested. In the first, the plugs tilt just before or just after overtopping and are designed to avoid uplift. Their thickness is about half their height and they can be used to replace the upper parts of standard concrete gravity dams. This minimises their cost as in such a situation they require no additional concrete. In the second solution, the concrete fuseplugs are overtopped by the flood before tilting. They are designed with full uplift. Their cost for a new free flow spillway would be low and they may be designed for the PMF. However, they do not have the same labyrinth shape as fusegates and the associated tilting level is less precise. They may also be used for upgrading existing free flow spillways (see Appendix 3).

Many other solutions have been used, such as flashboard in the USA for small spillways. These are wooden boards standing against vertical steel pipes. Their cost is very low but they may be vulnerable to damage by floating debris or to wilful damages.

### **3.4.6. Low cost solutions for the Design flood or the Check flood**

Cost savings may be obtained by improvement of free flow spillways or of gates, or associating both solutions. Other savings apply to waterways and downstream structures.

Most existing large dams have ungated spillways (ICOLD Bulletin 83, p.33) i.e. a great majority of spillways for design floods under 1000 m<sup>3</sup>/s and a significant part of larger ones. Free flow spillways are usually for catchment areas under some hundreds km<sup>2</sup>; the time to peak of such floods is usually 3 to 6 hours. Free flow spillways are very safe for managing such floods but suffer low specific discharges, in m<sup>3</sup>/s per metre length of spillway of about  $2.2 H^{1.5}$ , where H is the nappe depth in metres.

La perte de stockage correspondant à cette lame déversante pour la crue de projet est souvent de 20 to 50 % de la tranche utile pour les barrages d'irrigation. Pour une retenue de surface S (km<sup>2</sup>), un seuil de longueur L et une hauteur de lame déversante de l'ordre de 2 m, la perte de stockage (en m<sup>3</sup>) est :  $2 \times S \times 10^6$  et le débit  $2,2 \times L \times H^{1,5}$  est voisin de 6 L (en m<sup>3</sup>/s). La perte de stockage par m<sup>3</sup>/s est donc de :

$$\frac{2 \times S \times 10^6}{6 L} \approx 0,3 \times 10^6 \times \frac{S}{L}$$

Par exemple, pour S = 5 km<sup>2</sup> et L = 100 m (débit voisin de 600 m<sup>3</sup>/s), la perte de stockage par m<sup>3</sup>/s est de 15 000 m<sup>3</sup>.

Cette perte peut être réduite en augmentant la longueur L de l'évacuateur, par exemple avec des évacuateurs latéraux sur une rive ou des évacuateurs en bec de canard. Elle peut aussi être réduite en augmentant le débit déversé pour une même hauteur de lame en utilisant des déversoirs labyrinthes à la place des profils Creager traditionnels. On a utilisé cette solution pour environ 100 barrages dans le monde, généralement avec des murs verticaux en béton armé avec un tracé en plan en forme de labyrinthes trapézoïdaux et souvent placés sur une rive plate. La longueur développée des murs est souvent de l'ordre de 4 fois la longueur de l'évacuateur, la lame déversante d'environ 50 % de la hauteur du mur. Cette solution a principalement été utilisée pour des évacuateurs de quelques centaines de m<sup>3</sup>/s avec des murs de 3 à 4 m de hauteur, mais parfois pour des débits jusqu'à 15 000 m<sup>3</sup>/s et des murs jusqu'à 10 m de hauteur. En général le débit de l'évacuateur est environ le double de celui d'un seuil Creager pour la même hauteur de lame déversante. De tels évacuateurs sont faciles à construire et ont fonctionné de façon satisfaisante, certains d'entre eux depuis plus de 50 ans.

Toutefois ces projets de labyrinthes traditionnels présentent 3 inconvénients. Les murs verticaux ne sont pas la meilleure forme hydraulique pour des écoulements horizontaux et les performances sont donc diminuées, spécialement pour les forts débits. De plus les quantités nécessaires de béton armé pour augmenter le débit de 1 m<sup>3</sup>/s est voisin de 2 m<sup>3</sup>. Mais l'inconvénient le plus important est leur longueur dans le sens de l'écoulement qui peut être d'environ 3 fois la hauteur des murs. Cela empêche leur utilisation en crête des barrages-poids, c'est-à-dire sur la plupart des barrages ou évacuateurs de crue traditionnels.

Les performances et le coût de ces évacuateurs en forme de labyrinthe ont été bien améliorés par une analyse de leurs inconvénients et par des essais hydrauliques portant sur différentes formes. Ce travail a consisté à optimiser ces performances hydrauliques en prenant aussi bien en considération les aspects relatifs à leur structure qu'à leur construction. Les options relatives à ces évacuateurs sont présentées plus en détail dans l'annexe 2 de ce bulletin et résumées ci-dessous.

De nouveaux seuils labyrinthes utilisant des formes inclinées et des porte-à-faux (y compris ceux appelés «seuil en touche de piano», ou «PK weir» en anglais) et une forme en plan rectangulaire au lieu de la forme trapézoïdale, ont été étudiés récemment dans 5 pays et apparaissent comme très prometteurs. Ils peuvent multiplier par 3 ou 4 le débit spécifique d'un seuil Creager pour une même hauteur de lame déversante. Ils demandent 0,5 à 1 m<sup>3</sup> de béton armé par m<sup>3</sup>/s supplémentaire de débit et ils peuvent être placés sur la plupart des évacuateurs à seuil libre existants ou sur des profils des futurs barrages-poids. Leur capacité peut être

The loss of storage corresponding to this nappe depth for the design flood is often 20 to 50% of the live storage of irrigation dams. For a reservoir area  $S$  ( $\text{km}^2$ ) a spillway length  $L$  and a nappe depth usually in the range of 2 m. the loss of storage ( $\text{m}^3$ ) is  $2 \times S \times 10^6$  and the flow  $2.2 \times L \times H^{1.5}$  is close to  $6 L$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ); the loss of storage per  $\text{m}^3/\text{s}$  is thus :

$$\frac{2 \times S \times 10^6}{6 L} \approx 0,3 \times 10^6 \times \frac{S}{L}$$

For instance, for  $S = 5 \text{ km}^2$  and  $L = 100 \text{ m}$  (discharge close to  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ), the loss of storage is  $15\,000 \text{ m}^3$  per  $\text{m}^3/\text{s}$ .

This loss may be reduced by increasing the length  $L$  of the spillway, for instance with side spillways along a bank or by duck bill spillways. It may also be reduced by increasing the discharge for a same nappe depth using labyrinth shapes instead of the traditional Creager cross section. About 100 spillways use this solution worldwide, generally with vertical reinforced concrete walls and with a trapezoidal labyrinth layout placed on a horizontal bottom, usually in a flat bank. The developed length of walls is often in the range of 4 times the spillway length, the nappe depth about 50% of the wall height. This solution has been mainly used for spillways of some hundreds  $\text{m}^3/\text{s}$  with walls 3 or 4 m high; but sometimes for discharges up to  $15\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  with walls up to 10 m high. Usually the discharge is about double that of a Creager weir discharge for a same nappe depth. Such spillways are easy to build and have operated well, some of them for over 50 years.

However these traditional labyrinth designs have 3 drawbacks. Vertical walls are not the best hydraulic shape for accommodating horizontal flows and the performance is thus reduced, especially for large discharges. In addition the necessary quantity of reinforced concrete for increasing the discharge by  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  is close to  $2 \text{ m}^3$ . But the most important drawback is their length in the flow direction which can be about 3 times the wall height. This prevents their utilization on gravity dam crests, i.e. on most dams or traditional spillways.

The performance and cost efficiency of such labyrinth spillways has been significantly increased by an analysis of their drawbacks and by hydraulically model testing alternative shapes. These have optimised their hydraulic performance and also with due regard to considerations of structural design and construction. The relevant options are presented in more detail in Appendix 2 of this bulletin and summarized below.

New shapes of labyrinth weirs, using inclined shapes and hangovers (including so called Piano Keys Weirs) and a rectangular layout instead of a trapezoidal shape have been studied in 5 countries in recent years and appear very promising. They may multiply by 3 or 4 a Creager weir discharge for the same overspill depth. They require  $0.5$  to  $1 \text{ m}^3$  of reinforced concrete per extra  $\text{m}^3/\text{s}$  of discharge and may be placed upon most existing free flow spillways or future gravity cross sections. Their discharge may be easily checked by simple model tests on existing laboratory flumes. They may be even more beneficial in countries with low cost labour and

facilement vérifiée par de simples essais dans les laboratoires hydrauliques existants. Ils peuvent même être plus avantageux dans les pays avec de faibles coûts de main d'œuvre et donc de faible coût de béton armé (voir annexe 2).

#### *3.4.6.1. Association de deux évacuateurs de crue*

Pour la grande majorité des barrages existants, la crue extrême est évacuée soit à travers un évacuateur complètement vanné soit par un évacuateur à seuil libre. L'association de deux évacuateurs peut souvent être la meilleure solution aussi bien pour la sécurité du barrage que pour une meilleure gestion des crues et de l'envasement.

Par exemple, la meilleure solution pour de gros débits, disons au-dessus de 10 000 m<sup>3</sup>/s, peut être un évacuateur vanné pour la crue de projet et un évacuateur non vanné avec des hausses fusibles ou des seuils labyrinthes pour les débits supérieurs jusqu'à la crue de vérification. Les vannes seront généralement de grandes vannes-segments de surface (avec la possibilité d'avoir des vannes de fond, 20 à 50 m sous le niveau de la retenue pour la chasse des sédiments). L'évacuateur non vanné auxiliaire sera beaucoup moins cher que le coût pour augmenter la capacité de l'évacuateur vanné et fournira une garantie de secours en cas de blocage de vannes. Un grand avantage des évacuateurs avec de grandes vannes est de pouvoir évacuer des débits spécifiques jusqu'à 150 m<sup>3</sup>/s par m. Des évacuateurs de secours avec hausses fusibles peuvent évacuer jusqu'à 100 m<sup>3</sup>/s par m et des seuils labyrinthes jusqu'à 50 m<sup>3</sup>/s par m, en utilisant la hauteur correspondant à la revanche.

De plus petits débits peuvent être évacués par des évacuateurs à seuil libre qui peuvent être améliorés par l'utilisation de seuil labyrinthe ou de système fusible. Il peut être aussi parfois utile d'utiliser quelques vannes pour améliorer la gestion des sédiments ou la réduction des crues. Par exemple des barrages d'irrigation avec de gros problèmes de sédimentation stockent en général une partie seulement des apports annuels. Des vannes de fond peuvent être utilisées pour garder la retenue vide durant la première partie de la saison des crues, en évacuant la plupart des sédiments par les pertuis de fond, le stockage de l'eau n'étant accompli que dans la seconde partie de la saison des crues.

Pour les barrages d'irrigation stockant la plupart des apports annuels on peut aussi, en associant un seuil labyrinthe pour les crues extrêmes et une vanne de fond pour écouler la crue annuelle, laminier beaucoup de crues de période de retour intermédiaire.

Dans ces deux derniers cas, il n'y a pas besoin d'opérateurs permanents et des erreurs de gestion ou des blocages des vannes auraient des conséquences réduites.

#### *3.4.6.2. Économies sur les vannes*

Il y a eu beaucoup de progrès ces dernières années dans la conception des vannes. Des progrès supplémentaires pourraient se rapporter à l'amélioration de la sécurité, de l'exploitation et de la maintenance des vannes plutôt qu'à des économies par des améliorations dans la conception de la structure. La solution la

hence low cost reinforced concrete (see Appendix 2).

#### *3.4.6.1. Associating two spillways*

For the great majority of existing dams, the extreme flood is discharged through either a fully gated spillway, or a free flow spillway. Associating two spillways may often be the best solution both for dam safety and for a better management of floods and siltation.

For instance, the best solution for large discharges, say over 10 000 m<sup>3</sup>/s, may be a gated spillway for the design flood and an ungated spillway with fuse devices or labyrinth weirs for extra discharges up to the check flood. The gates will usually be large surface radial gates (possibly with some orifice gates, 20 to 50 m under the reservoir level for flushing sediments). The auxiliary ungated spillway will be much less expensive than the cost of increasing the gated spillway capacity and will provide an emergency safeguard in the event of all gates jamming. A great advantage of large gated spillways is achieving specific flows up to 150 m<sup>3</sup>/s. Emergency spillways may reach 100 m<sup>3</sup>/s per m of spillway with fusegates and 50 m<sup>3</sup>/s per m with labyrinth weirs using the freeboard depth.

Smaller discharges are usually made by free flow spillways which may be improved by the use of labyrinth weirs or fuse devices. It may also sometimes be useful to use also some gates for improving siltation management or flood mitigation. For instance irrigation dams with high siltation problems usually store a part only of their annual flow. Low gates may be used for keeping the reservoir empty during part of the flood season, thus sluicing most of sediment, with the storage being completed in the second part of the flood season.

For irrigation dams storing most of the annual flow, associating a labyrinth weir for the extreme flood and a bottom gate for spilling the annual flood also allows the downstream peaks of many intermediate return period floods to be mitigated.

In these two last cases there is no need for permanent operators and mismanagement or jamming of gates has limited impacts.

#### *3.4.6.2. Cost savings in gates*

There has been much progress in gate design over the years. Further progress may be related to improving their safety, operation and maintenance rather than in cost savings from improved structural designs. The most effective solution is usually radial gates. They may be very large, up to 400 m<sup>2</sup> per gate leaf and corresponding

plus efficace consiste généralement à utiliser des vannes-segments. Ces dernières peuvent être très grandes, jusqu'à 400 m<sup>2</sup> de surface par vanne, et le génie civil correspondant constituera une grande part du coût de l'évacuateur. Elles sont souvent aussi préférées pour des vannes de fond à cause de leur utilisation facile pour des charges jusqu'à 50 m.

Si les charges sont plus hautes, il faut accorder une grande attention aux problèmes de cavitation et d'érosion par les sédiments ; mais le besoin de gros débits pour des charges supérieures à 50 m est inhabituel.

Des vannes-clapets sont fréquentes pour des évacuateurs de surface avec des débits spécifiques en dessous de 20 m<sup>3</sup>/s par mètre de seuil. Des vannes gonflables ont aussi été utilisées pour de tels débits mais principalement pour augmenter le stockage de barrages existants. Des clapets supportés par des coussins d'air (Système Obermeyer) ont été développés depuis 1995 et possèdent certains avantages des deux systèmes.

Pour éviter le coût d'opérateurs permanents, l'automatisation des vannes a été développée dans différents pays, souvent associée à des calculs de débit et à la gestion des évacuateurs par ordinateur. De telles solutions peuvent être économiquement très efficaces mais des incidents, spécialement dans les conditions correspondantes à des crues exceptionnelles, ne peuvent être totalement évités. Il est donc recommandé, soit de garder des opérateurs disponibles lors des crues soit d'utiliser une automatisation essentiellement pour ajuster de petits débits avec des impacts limités dans les cas possibles de dysfonctionnement. Par exemple, les grandes vannes-segments peuvent être surmontées de clapets à fonctionnement automatique évacuant 10 à 20 % des débits maximaux.

Le risque d'accidents mortels à l'aval par ouverture rapide des vannes et donc par augmentation rapide des débits correspondants devrait être toujours à l'esprit quand on conçoit les systèmes d'exploitation. Ce risque est spécialement élevé si le débit est faible ou nul avant l'ouverture des vannes.

Généralement, les évacuateurs non vannés laminent les crues entrant dans la retenue. Cependant on doit noter que si une retenue est partiellement vide, le début de la crue remplira le réservoir et le déversement ne se produira que lorsque le débit entrant aura atteint des valeurs élevées. Dans ces conditions, la vitesse d'augmentation du débit à l'aval pourra être supérieure à ce qu'elle aurait été au début de la crue en l'absence de la retenue.

#### *3.4.6.3. Ouvrages d'évacuation de crue à l'aval des seuils*

On a utilisé depuis 20 à 30 ans des injections ou entraînement d'air dans les ouvrages fonctionnant avec des vitesses d'eau élevées comme moyen relativement peu coûteux pour éviter les dommages dus à la cavitation. La réduction des érosions à l'aval peut être obtenue par :

- Mélange d'eau et d'air dans les déversoirs labyrinthes.
- Utilisation de parement aval en marches d'escalier sur les évacuateurs à pente normale. L'effet est diminué si la lame déversante est plus haute que la



civil engineering will be a large part of spillways cost. They are also often preferred for low gates as well as being quite easy to use for heads of up to 50 m.

Higher heads require great care with problems such as cavitation and erosion by sediments: but the need for high discharges at heads greater than 50 m is unusual.

Flap gates are common for surface spillways with specific discharges per metre length of spillway of fewer than 20 m<sup>3</sup>/s. Inflatable gates have also been used for such discharges but mainly for increasing the storage of existing dams. Flap gates supported by air bags (the Obermeyer System) have been developed since 1995 and have some advantages of both systems.

For avoiding the cost of permanent operators, gate automation has been developed in various countries, sometimes associated with computerized analysis of discharges and spillway management. Such solutions may be very cost efficient but incidents, especially under the conditions associated with exceptional floods, cannot be totally avoided. It is thus advisable, either to keep operators available during floods, or to use automation essentially for small discharge adjustments with limited impact of possible wrong operation. For instance, the upper part of large surface radial gates may be used as flap gate and use automation for 10 or 20% of the maximum discharges.

The risk of downstream fatalities by rapid gate opening and hence an associated rapid increase in discharge should always be born in mind when designing operating systems. The risk is especially high if the prevailing discharge is low or nil before gate opening.

Generally, reservoirs controlled by free ungated, spillways will tend to attenuate floods with some of the incoming flood rise going into storage rather than passing downstream. However it should also be noted that where such a reservoir is partially empty the early part of the incoming flood will fill the reservoir and outflows will only occur when incoming flood discharges have built up to high levels. Under such circumstances the rate of increase for downstream flows can be higher than would have occurred at the start of a natural river flood.

#### *3.4.6.3 Waterways and downstream structures*

Air injection or entrainment on high velocity waterways has been used for some 20 or 30 years as a relatively low cost means of avoiding damage due to cavitation. Reduction of downstream erosion may be also obtained by:

- Mixing water and air in labyrinth spillways.
- Using stepped downstream faces on normal sloping spillways. The impact is reduced if the nappe depth of the free flow spillway is higher than the step

hauteur des marches et des améliorations pourraient probablement être apportées si les débits peuvent être dispersés de manière tridimensionnelle, peut-être en utilisant des blocs disperseurs, plutôt que juste en 2 dimensions.

- Association de déversoirs labyrinthes et d'évacuateur en marches d'escalier.

### 3.4.7. Choix de la crue de projet et de la crue de vérification basé sur des analyses simplifiées de coût

Trois éléments essentiels sont souvent négligés dans les règlements ou analyse des risques : l'incertitude dans l'évaluation des crues, le risque d'une manœuvre incorrecte des vannes et les coûts. Deux exemples sont présentés ci-dessous pour illustrer leur importance dans le choix des projets et dans la sélection des périodes de retour pour la crue de projet et la crue de vérification.

- Le premier exemple se réfère à un barrage en terre vanné dans un bassin versant de 1 000 km<sup>2</sup>, avec un stockage de 100 hm<sup>3</sup> et une CMP de 7 000 m<sup>3</sup>/s, la moitié du maximum mondial pour cette surface. L'évaluation de la crue de différentes probabilités pourrait être (par exemple) dans la gamme de :

Période de retour (an)	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	10 <sup>7</sup>
q (m <sup>3</sup> /s)	1 000	2 000	3 000	4 000	5 000	6 000	7 000

Les calculs ci-dessous peuvent être facilement ajustés pour d'autres évaluations de crue.

Un projet traditionnel admet un évacuateur vanné pour la crue de projet millénaire de 3 000 m<sup>3</sup>/s. Le coût de l'évacuateur correspondant est au moins de 5 000 USD par m<sup>3</sup>/s, ce qui donne un total de 15 millions d'USD.

En supposant une durée de vie du barrage de 100 ans, il y a une probabilité d'environ 10 % d'avoir un débit supérieur mais la probabilité de rupture est réduite par la revanche, par exemple elle ne serait que de 2 %. Comme il y a, et il y en aura toujours, une sérieuse incertitude dans l'évaluation de la crue, la véritable probabilité pourrait bien être entre 0,5 % et 5 %. Il y a une probabilité de risque supplémentaire de rupture, lié au blocage des vannes, de l'ordre de 10<sup>-4</sup> par an ou de 1 % en 100 ans. Plus de 0,2 % des barrages en remblai vannés existants se sont rompus pour cette raison.

Le vrai risque de rupture pour ces barrages durant un siècle est donc compris entre 1 et 5 %. Les règlements imposant une crue de projet de probabilité 10<sup>-5</sup> au lieu de 10<sup>-3</sup> augmenteraient le coût de 2 000 m<sup>3</sup>/s x 5 000 USD = 10 millions USD, mais le vrai risque de blocage des vannes n'est pas beaucoup réduit. Par ailleurs, il est douteux que le risque humain soit globalement réduit si le risque causé par les accidents mortels affectant la main d'œuvre pour ces 10 millions USD de travaux supplémentaires est comparé à la diminution du risque de rupture du barrage. L'impact de la rupture de barrage en remblai due à des crues ou à des erreurs d'exploitation est maintenant plus faible qu'auparavant grâce aux prévisions météorologiques et aux télécommunications.

height and some improvement could probably be made if discharges are broken-in a three-dimensional manner, perhaps using baffles, rather than just 2 dimensionally.

- Associating labyrinth weirs with stepped spillways.

### 3.4.7. Choosing Design floods and Check floods based upon simplified cost analyses

Three key elements are often overlooked in regulations or risk analysis: the uncertainty of flood evaluation, the risk of incorrect gate operation and the costs. Two examples are presented below for illustrating their importance on the choice of designs and in the selection of return periods for both the Design flood and the Check flood.

- The first example refers to a gated earthfill dam in a catchment area of 1000 km<sup>2</sup>, with a storage of 100 hm<sup>3</sup> and a PMF of 7000 m<sup>3</sup>/s, half of the world maximum for such an area. The flood evaluation for various probabilities may be (as an example) in the range of:

Return period (years)	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	10 <sup>7</sup>
q (m <sup>3</sup> /s)	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000

The calculations below may be easily adjusted to other flood evaluations.

A traditional design may assume a gated spillway for a Design flood of 3000 m<sup>3</sup>/s and a probability of 1 in 1000. The relevant cost of the spillway being at least 5000 USD per m<sup>3</sup>/s, the total cost will be 15 million USD.

During an assumed dam life of 100 years there is a probability of about 10% of a higher discharge but the probability of failure is reduced by the freeboard, for instance to 2%. As there is, and there will always be, a serious uncertainty in flood evaluation, the true probability may well be between 0.5% and 5%. There is an additional risk of failure, linked with gates jamming, in the range of 10<sup>-4</sup> per year or 1% in 100 years. Over 0.2% of existing gated embankment dams have failed for this reason.

The true risk of failure for such a dam in a century may thus be between 1 and 5%. Regulations imposing a Design flood of 10<sup>-5</sup> instead of 10<sup>-3</sup> will increase the cost by 2000 m<sup>3</sup>/s x 5000 USD = 10 million USD, but the true risk of gates jamming is not much reduced. Furthermore it is doubtful if human risk is globally reduced if the added risk of construction worker fatalities for 10 million USD of extra work were to be compared with the reduction of the risk from dam failure. The impact of embankment dam failure by floods and operator error is now less than before due to better weather forecasting and telecommunications.

Le coût par m<sup>3</sup>/s d'évacuateur de secours pour la crue de vérification peut être entre 10 et 50 % du coût par m<sup>3</sup>/s de l'évacuateur de base. Une variante pourrait donc être de choisir un évacuateur vanné pour une crue de projet de 2 500 m<sup>3</sup>/s et une période de retour de 500 ans, et un évacuateur de secours à seuil libre, par exemple avec des seuils labyrinthes ou des éléments fusibles déversant sur une partie de faible hauteur du barrage en remblai revêtu à cet endroit par du BCR pour les 2 500 m<sup>3</sup>/s complémentaires, donnant une capacité totale de 5 000 m<sup>3</sup>/s avec une période de retour de 105 ans pour la crue de vérification.

En supposant que le coût par m<sup>3</sup>/s d'un évacuateur de secours soit 20 % de celui d'un évacuateur vanné, le coût d'un évacuateur de secours serait de 2 500 x 20 % x 5 000 = 2,5 millions USD, soit le même que l'économie réalisée en réduisant l'évacuateur vanné de : 500 m<sup>3</sup>/s x 5 000 USD. La probabilité de rupture à cause d'un blocage de vanne est réduite effectivement à zéro, grâce à l'évacuateur de secours, et la probabilité de rupture en 100 ans est 10<sup>-5</sup> x 100 = 10<sup>-3</sup>. Même avec l'incertitude dans l'évaluation des crues, le risque est beaucoup plus faible que dans solution précédente et le coût est réduit de 10 millions d'USD.

- Un autre exemple s'applique à un barrage en terre non vanné dans un bassin versant de 100 km<sup>2</sup> avec une CMP de 2 000 m<sup>3</sup>/s (la moitié du maximum mondial pour une telle surface) et une évaluation des crues de période de retour donnée dans la gamme de :

Période de retour (an)	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>
q (m <sup>3</sup> /s)	300	600	900	1 200	1 500	1 800

Si on choisit une crue de projet égale à 800 m<sup>3</sup>/s, pour une période de retour de 500 ans environ, et un évacuateur avec un seuil Creager traditionnel de 100 m de longueur, la hauteur de la lame d'eau sera de 2,5 m. Si une revanche de 1,5 m est ajoutée, la probabilité de rupture devient très faible. Un débordement de la crête de 0,5 m nécessiterait une lame de 2,5 + 1,5 + 0,5 = 4,5 m, et en sens inverse, un débit de crue voisin de la CMP. Des règlements imposant une crue de projet de probabilité de 10<sup>-4</sup> seraient probablement coûteux et sans aide.

Une variante pourrait être de choisir la CMP comme crue de vérification, la crue centennale comme crue de projet et d'utiliser un évacuateur labyrinthe de 50 m de long à la place du profil Creager de 100 m de long. Le coût supplémentaire pour un évacuateur en forme de labyrinthe, disons 500 m<sup>3</sup> de béton armé, sera beaucoup plus faible que l'économie réalisée sur la longueur de l'évacuateur. La crue de projet de 600 m<sup>3</sup>/s, ou 12 m<sup>3</sup>/s par mètre linéaire du seuil labyrinthe, nécessitera une lame de 1,5 m, soit 1 m de moins que dans le cas précédent et donc 1 m de plus de stockage. Avec la même revanche de 1,5 m et le même critère de rupture, une lame totale de 1,5 + 1,5 + 0,5 = 3,5 m serait nécessaire pour provoquer la rupture. Le débit serait alors de 2 000 m<sup>3</sup>/s environ soit la même que pour la solution de base.

La sécurité pourrait être améliorée, ou le coût réduit, en raidissant la crête du barrage. Il semble donc possible, en modifiant les critères de projet et en utilisant de nouvelles solutions, d'augmenter significativement le stockage et la sécurité tout en réduisant les coûts.

The cost per m<sup>3</sup>/s of emergency spillways for the Check flood may be between 10 and 50% of the cost per m<sup>3</sup>/s of the basic spillway. An alternative may thus be to choose a gated spillway for a Design flood of 2500 m<sup>3</sup>/s and a return period of 500 years, and an emergency free flow spillway, for instance with labyrinths or fuse devices or spilling over a low part of the embankment lined in RCC, for a further 2500 m<sup>3</sup>/s, giving a total Check flood capacity of 5000 m<sup>3</sup>/s with a return period of 105 years.

Assuming a cost per m<sup>3</sup>/s of emergency spillway to be 20% of the cost of a gated spillway, the cost of the emergency spillway will be 2500 x 20% x 5000 = 2.5 million USD, i.e. about the same as the saving from reducing the gated spillway capacity by 500 m<sup>3</sup>/s x 5000 USD. The failure probability from gate jamming is reduced to effectively zero, thanks to the emergency spillway, and the failure probability in 100 years is 10<sup>-5</sup> x 100 = 10<sup>-3</sup>. Even with the uncertainty in flood evaluation the risk is much lower than with the previous solution and the cost is reduced by 10 million USD.

- Another example applies to an ungated earthfill dam in a catchment area of 100 km<sup>2</sup> with a PMF of 2000 m<sup>3</sup>/s (half of the world maximum for such an area) and flood evaluations according to return period in the range of:

Return period (years)	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>
q (m <sup>3</sup> /s)	300	600	900	1 200	1 500	1 800

If the Design flood is chosen to be 800 m<sup>3</sup>/s, a return period of about 500 years, and a spillway with a traditional Creager profile weir, a spillway length of 100 m will be required for a nappe depth of 2.5 m. If a freeboard of 1.5 m is added the failure probability becomes quite low. Overtopping such a crest by 0.5 m would require a nappe depth of 2.5 + 1.5 + 0.5 = 4.5 m, in turn requiring a discharge close to the PMF. Regulations imposing a Design flood of 10<sup>-4</sup> would probably be expensive and unhelpful.

An alternative may be to choose the PMF as the Check flood, a 1 in 100 year flood as the Design flood and to use a 50 m long labyrinth spillway in place of the 100 m long Creager profile. The extra cost for a labyrinth weir, say 500 m<sup>3</sup> of reinforced concrete, will be much less than the cost saving in spillway length. The Design flood of 600 m<sup>3</sup>/s, or 12 m<sup>3</sup>/s per metre length of labyrinth weir will require a nappe depth of 1.5 m, i.e. 1 m less than the previous case and hence also 1 m more storage. With a same freeboard of 1.5 m, and the same discharge criteria for failure, a total nappe depth of 1.5 + 1.5 + 0.5 = 3.5 m will be required giving about 2000 m<sup>3</sup>/s, the same as for the basic solution.

The safety may be further improved, or the cost reduced by steepening the dam crest. It seems thus possible, modifying the design criteria and using new solutions, to increase significantly the storage and the safety while at the same time reducing costs.

### **3.4.8. Blocage des vannes**

Même en prenant grand soin, avec une bonne maintenance et un bon entraînement de l'opérateur, le risque de blocage d'une ou de toutes les vannes de l'évacuateur ne doit pas être négligé. Il semble approprié, même si toutes les vannes sont fermées, d'être capable d'évacuer encore une crue significative, par exemple la crue centennale, sans provoquer la rupture du barrage. Ceci favorise l'emploi d'évacuateurs supplémentaires de secours.

### **3.4.9. Mesures non structurelles**

Le Bulletin E02 de la CIGB publié en 2000 a analysé les mesures non structurelles qui peuvent souvent être plus efficaces du point de vue du coût que les investissements pour des structures supplémentaires, spécialement pour la gestion des crues. Elles comprennent :

- Pour les vannes : maintenance, redondance des systèmes de manœuvre, et entraînement des opérateurs.
- Pour l'atténuation des crues : scénarios de gestion et systèmes d'alarme.

Beaucoup d'études, théories et règlements se réfèrent aux possibles décès causés par les ruptures de barrage dues aux crues et beaucoup d'investissements ont été réalisés à ce propos. Ce problème a été et reste très sérieux. On doit cependant considérer certains commentaires utiles :

- La plupart des décès (peut-être 90 %) provoqués dans le passé par les ruptures de barrages en remblai dues aux crues auraient été évités par les prévisions modernes de temps et de crues et par l'usage des télécommunications modernes.
- Dans le monde, les risques futurs de décès dus aux barrages et aux crues peuvent globalement être plus élevés à cause de manœuvres incorrectes de vannes pour les faibles débits ou à cause des lâchers de crue millénale ou décennales afin de ne pas mettre en danger le barrage, plus qu'à des ruptures de barrage dont la probabilité est très réduite. Il peut parfois être économiquement plus efficace de consacrer plus d'argent pour atténuer les crues, pour les systèmes d'alarme, pour l'entraînement des opérateurs ou pour la maintenance des vannes plutôt que pour l'augmentation de capacité des évacuateurs. Le risque d'accidents mortels pour les travailleurs durant la construction ne devrait pas non plus être négligé quand on évalue tous les risques de pertes humaines. Les travaux d'amélioration peuvent aussi causer parfois des risques temporaires supplémentaires pour les barrages.

### **3.4.10. Conclusion pour les évacuateurs de crue**

Les critères traditionnels pour les évacuateurs de crue peuvent justifier une révision. Il existe beaucoup de possibilités d'améliorations peu coûteuses concernant leur sécurité et efficacité basées sur les leçons tirées des ruptures passées et l'analyse des conditions qui prédomineront dans le futur.

L'influence des coûts et les incertitudes dans l'évaluation des crues devraient être mieux prises en compte. Il est plus efficace, du point de vue du coût, et aussi

### **3.4.8. Gates jamming**

Even with great care, good maintenance and operator training, the risk of jamming of one or all spillway gates should not be overlooked. It would seem appropriate, even with all gates closed, to be able to discharge a significant flood, for example one with an annual probability of 1 in 100 without dam failure. This favours the use of additional emergency spillways.

### **3.4.9. Non structural measures**

ICOLD Bulletin E02 published in 2000 has analysed non structural measures which may be often more cost effective than extra structural investments, especially for flood management. They include:

- For gates: maintenance, redundancy of operating devices and training of operators.
- For flood mitigation: management scenarios and alarm systems.

Many studies, theories and regulations refer to the possible human fatalities from dam failures by floods and many investments have been made accordingly. This problem has been and remains very serious. Some comments may however be useful to consider:

- Most fatalities (possibly 90%) from past failures of embankment dams by floods would have been avoided by modern forecasting of weather and floods and by the use of modern telecommunications.
- Worldwide the future risk of fatalities from dams and floods may globally be higher due to incorrect gate operation for low discharges or from releasing floods with probabilities of 1 in 1000 or 1 in 10 000 so as not to endanger the dam, than from a very reduced probability of dam failures. It may be sometimes more cost effective to devote monies to flood mitigation, to alarm systems, to operator training or to gates maintenance than to spillway upgrading. The risk of workers fatalities during extra construction works should also not be overlooked when assessing over risks of fatalities. The upgrading works may also sometimes cause temporary extra risks for the dams.

### **3.4.10. Conclusion for spillways**

Traditional spillway design criteria may warrant review. There are many possibilities for low cost improvements in safety or efficiency, based upon lessons from past failures and analyses of prevailing future conditions.

The impact of costs and uncertainties in flood evaluation should be better taken in account. It may be more cost effective and also safe to choose a very rare Check

plus sûr, de choisir une très rare crue de vérification et d'accepter une crue de projet de probabilité annuelle de 1/100 à 1/500. Il existe beaucoup d'options pour réduire les coûts mais il n'y a pas une solution normalisée étant donné l'extrême diversité de types de barrage. On doit donc passer plus de temps sur les projets pour analyser des solutions variées, au-delà des solutions traditionnelles, si on veut réduire les coûts d'investissement. Pour l'amélioration des barrages, les études de coût, pour analyser beaucoup de solutions, pourraient être une part importante du coût des travaux correspondants.

### **3.5. INFLUENCE DE LA SÉDIMENTATION SUR LES PROJETS DE BARRAGE**

Ce chapitre se réfère aux barrages de grandes et de petites hauteurs et aux grandes ou petites retenues.

#### **3.5.1. Généralités**

De forts pourcentages de sédimentation de beaucoup de réservoirs et l'attention portée à leur durabilité à long terme ont donné de l'importance à ce problème. Certaines données correspondantes ont été mal utilisées, spécialement par des organisations anti-barrages, pour insinuer que l'utilité des barrages dans le monde va vers sa fin. Il est donc important d'évaluer l'influence réelle de sédimentation des retenues et de l'efficacité économique des différentes solutions pour réduire ce problème. Les principaux problèmes sont :

- La perte de stockage de la retenue.
- Les dommages causés aux turbines.
- L'influence sur le lit de la rivière à l'aval.

Le volume total stocké dans le monde est d'environ 7 000 km<sup>3</sup> dont 3 000 km<sup>3</sup> de tranche morte pour l'hydroélectricité ; sur les 4 000 km<sup>3</sup> restants de volume utile, la plus grande partie est consacrée à l'hydroélectricité, 1 000 à l'irrigation et à l'alimentation en eau, et une partie dans des réservoirs à but multiple. Le nombre de barrages d'irrigation est plus grand que celui pour l'hydroélectricité mais le volume moyen stocké pour l'irrigation est beaucoup plus petit.

Le volume annuel de sédiments transportés dans toutes les rivières du monde est évalué entre 20 et 40 milliards de tonnes pour des apports de 40 000 km<sup>3</sup>, soit un transport moyen de 0,5 à 1 tonne pour 1 000 m<sup>3</sup> d'eau, mais ce dernier pourcentage varie énormément selon les rivières et les débits dans l'année. Toutes les rivières ne comportent pas de barrage et tous les sédiments ne sont pas retenus dans les réservoirs, mais plusieurs barrages peuvent être concernés le long de la même rivière. Le volume des sédiments stockés dans toutes les retenues du monde a été évalué, grossièrement et de façon typique, à 1 000 km<sup>3</sup> pour les barrages qui ont 40 ans, soit par an de l'ordre de 20 à 30 milliards de m<sup>3</sup>, donc 0,3 à 0,5 % du volume stocké total.

Toutefois, ceci ne signifie pas que tous ces réservoirs seront complètement remplis par les sédiments dans 200 ans parce qu'un réservoir rempli de sédiments en



flood and to accept a Design flood with an annual probability of 1 in 100 to 1 in 500. There are many options for reducing cost but there is no standard solution given the extreme diversity of dam types. Savings in investment thus require more to be spent on design for analysing various solutions beyond traditional ones. For dams upgrading, the design cost for analysing many solutions may be a significant part of the cost of upgrading works.

### **3.5. IMPACT OF SEDIMENTATION ON DAM DESIGNS**

This chapter refers to high and low dams, and to large or small reservoirs.

#### **3.5.1. General**

High rates of sedimentation in many reservoirs and increased attention to long term sustainability have emphasized the importance of this problem. Some relevant data have been misused, especially by anti-dam organizations, for implying the early end of the worldwide usefulness of dams. It is thus important to evaluate the true impacts of reservoir sedimentation and the cost efficiency of various solutions for mitigating them. The main problems are:

- The loss of storage
- The damages to turbines
- The impact on the downstream river bed.

The total world reservoirs storage is about 7000 km<sup>3</sup> of which 3000 km<sup>3</sup> dead storage for hydropower; from 4000 km<sup>3</sup> of live storage most is devoted to hydropower and 1000 to irrigation, drinkable water or industrial water, a part is in multipurpose dams. The number of irrigation dams is higher than for hydropower but the average storage is much lower.

The annual sediment load of all world rivers is evaluated at between 20 and 40 billion tons for a water inflow of 40 000 km<sup>3</sup>, i.e. an average sediment content of 0.5 to 1 ton per 1000 m<sup>3</sup> of water but it varies enormously according to the river and to the discharge throughout the year. All rivers are not dammed and all sediments are not trapped in reservoirs but several dams may be impacted along the same river. The cumulated sediment storage in the world's reservoirs has been very roughly evaluated as typically 1000 km<sup>3</sup> for dams 40 years old, i.e. per year in the range of 20 to 30 billion m<sup>3</sup>, or 0.3 to 0.5% of the total storage.

However this does not mean that all reservoirs will be completely filled by sediment within 200 years because a reservoir filled with a volume of sediment

50 ans n'en contiendra pas 4 fois plus dans 200 ans, et beaucoup de retenues ne seront pas remplies dans 500 ans.

La plupart des dépôts concernent les réservoirs hydroélectriques, en partie dans la tranche morte. La perte d'énergie n'est pas proportionnelle à la perte de stockage. La perte d'énergie serait de l'ordre de 0,2 % par an sur un investissement total pour les réservoirs hydroélectriques d'environ 1 000 milliards d'USD, soit une perte de 2 à 3 milliards d'USD par an.

La perte annuelle de stockage pour les retenues pour l'irrigation, peut-être 5 à 10 milliards de m<sup>3</sup>, a un impact direct sur les volumes pour l'irrigation. Pour un investissement moyen de 0,5 USD/m<sup>3</sup>, la perte annuelle pourrait être de l'ordre de 3 à 5 milliards d'USD.

Il y a aussi le coût des dommages à l'aval et, peut-être pour 10 % des usines hydroélectriques des pertes d'énergie, de coût d'entretien et d'usure de turbine.

La perte totale annuelle due aux problèmes de sédimentation semble donc être comprise entre 10 et 15 milliards d'USD et par conséquent mérite une grande considération. Elle devrait cependant être comparée aux coûts annuels et aux bénéfices totaux des barrages, à savoir :

- Quelque 40 milliards d'USD pour la construction et 20 milliards USD pour l'exploitation, la maintenance et l'amélioration des aménagements (en supposant 1 % des 2 000 milliards d'USD), soit un coût total de 60 milliards d'USD.
- Quelque 150 milliards USD de fourniture d'électricité (en supposant 3 000 TWh x 0,05 USD) et 50 à 100 milliards d'autres bénéfices comprenant en particulier la nourriture pour plus de 500 millions de personnes grâce à l'irrigation.

Concernant les barrages dans le monde, la perte totale de 10 à 15 milliards d'USD par an due à la sédimentation devrait donc être comparée aux coûts globaux de 60 milliards d'USD et au bénéfice total de plus de 200 milliards d'USD par an.

Une grande attention accordée aux problèmes de sédimentation est de toute façon justifiée pour les raisons suivantes :

- Les coûts sont élevés et une meilleure connaissance basée sur l'expérience de divers pays favorise une réduction de ces problèmes.
- Le risque de sédimentation est élevé dans beaucoup de zones où les prochains barrages seront construits.
- Outre l'optimisation économique, le soin apporté à leur durabilité sur le long terme est un élément-clé de l'acceptabilité future des barrages.

Dépenser jusqu'à 10 milliards d'USD par an pour les barrages existants ou nouveaux pour réduire les conséquences de la sédimentation apparaît comme raisonnable. Le coût de certains nouveaux barrages pourrait être augmenté de bien plus de 20 % pour diminuer les risques élevés dus à la sédimentation.

Les risques varient énormément avec :

- Le taux moyen de sédiments transportés par la rivière, qui est en dessous de 0,1 tonne pour 1 000 m<sup>3</sup> d'eau pour plus de la moitié des barrages et près, ou plus, de 5 tonnes pour 1 000 m<sup>3</sup> d'eau pour quelque 10 % d'entre eux.

corresponding to the first 50 years will not contain 4 times this volume in 200 years and many dams will not be filled in 500 years.

Most siltation is for hydropower reservoirs, partly in dead storage. The loss of power supply is not proportional to the loss of storage. The annual loss of power supply would therefore be in the range of 0.2% of the total investment of about 1000 billion USD for hydropower reservoirs, i.e. a loss of 2 or 3 billion USD per year.

The annual loss of storage at irrigation reservoirs, possibly 5 to 10 billion m<sup>3</sup>, impacts directly on the irrigation capacity. For an average investment of 0.5 USD /m<sup>3</sup>, the annual loss may be in the range of 3 to 5 billion USD.

There is also the cost of downstream damage and, for possibly 10% of hydro plants, losses of power supply and the cost of maintenance and turbine wear.

The total annual loss linked with sedimentation problems thus seems to be between 10 and 15 billion USD and therefore warrants great consideration. It should however be compared with the annual overall cost and benefit of dams, i.e.:

- Some 40 billion USD for construction and 20 billion USD for operation, maintenance and upgrading (assuming 1% x 2000 billion USD), i.e. a total cost in the range of 60 billion USD.
- Some 150 billion USD of electric power supply (assuming 3000 TWh x 0.05 USD) and 50 to 100 billion USD other benefits including especially food by irrigation from dams for over 500 million people.

For the world's dams the total annual impact of siltation of 10 to 15 billion USD should thus be compared with the overall annual costs of 60 billion USD and overall annual benefits of over 200 billion USD.

Great care with siltation is anyway justified for the following reasons:

- The costs are high and a better knowledge based upon experience of various countries favours efficient mitigation.
- The sedimentation risk is high in many areas where many future dams will be built.
- Beyond economic optimisation, the care of long term sustainability is a key element of future dam acceptability.

Spending up to 10 billion USD per year for existing or new dams for mitigating sedimentation impacts appears reasonable. The cost of some new dams may be increased by well over 20% for mitigating high siltation risks.

The risks from sedimentation vary enormously with:

- The average sediment yield of the river, which is under 0.1 ton per 1000 m<sup>3</sup> of water for over half of dams, and close to or over 5 tons per 1000 m<sup>3</sup> for some 10% of them.

- La dimension hydrologique de la retenue, c'est-à-dire le rapport entre le volume de la retenue et l'apport moyen annuel.
- La granulométrie et le contenu en quartz des sédiments.
- Les conditions environnementales à l'aval.

Les problèmes et solutions ne sont pas les mêmes pour :

- Les barrages pour l'irrigation où le problème majeur est la perte de stockage, mais le réservoir peut être vidé souvent chaque année : ceci favorise la réduction de l'envasement grâce à l'évacuation des apports par des pertuis de fond (voir ci-dessous).
- Les barrages de faible hauteur pour l'hydroélectricité qui ne sont pas gérés de la même façon que les barrages pour l'irrigation.
- Les barrages hydroélectriques de grande hauteur où le niveau de la retenue peut ne pas varier beaucoup dans l'année et dont un problème-clé est probablement l'usure des turbines. Dans ce cas, le revenu financier n'est pas diminué autant que le volume d'eau stockée.
- Les barrages à but multiple pour lesquels la réduction des envasements peut être plus difficile.

### **3.5.2. Données sur les apports solides**

Beaucoup de dommages ou de pertes de retenue dans le passé à cause de la sédimentation sont en fait liés à une évaluation incorrecte du volume et des dimensions des sédiments et auraient pu être réduits par des projets et des exploitations bien adaptés aux circonstances.

L'évaluation des apports en sédiment est difficile parce que leur contenu varie considérablement pour une même rivière selon les écoulements et les saisons. Ces apports peuvent être plus importants durant la première partie d'une crue et les apports totaux varient suivant les années. Il est donc essentiel de consacrer assez de temps et d'argent à ce problème et de choisir la bonne méthode et le bon emplacement pour les mesures. Toutefois le résultat ne peut être précis et le projet devrait tenir compte de certaines incertitudes. De meilleures données pourront être obtenues durant les premières années d'exploitation et favoriseront une gestion optimisée du réservoir.

### **3.5.3. Implantation générale des ouvrages**

Lorsque les problèmes de la sédimentation peuvent être importants, ils devraient être pris en compte pour l'implantation des différents ouvrages, tels que : prise d'eau, vannes de fond, évacuateurs de crue et même probablement le choix du site du barrage et l'utilisation globale de la rivière. Placer la retenue principale sur un affluent est parfois la meilleure solution.

Des essais sur modèle hydraulique bien appropriés peuvent être très utiles pour optimiser l'implantation et le calage des vannes et pour étudier les options pour la gestion du réservoir.

- The hydrological size of the reservoir, i.e. the ratio of the storage capacity to the annual inflow.
- The size and quartz content of materials.
- The environmental conditions downstream.

The problems and solutions are not the same for:

- Irrigation dams where the key problem is the loss of storage, but the reservoir may often be emptied every year. This favours siltation mitigation by sluicing.
- Low hydropower dams which are not managed in the same way as the low irrigation dams.
- High hydropower dams where the reservoir level may not vary much during the year and one key problem may be the turbines wear. The financial income is not reduced as much as the water storage.
- Multipurpose dams for which siltation mitigation may be more difficult.

### **3.5.2. Sediment inflow data**

Many past damages or losses from reservoir siltation were in fact linked with incorrect evaluation of the sediment volume and size and could have been much better mitigated by tailored design and operation.

The evaluation of sediment inflow is difficult because the sediment content varies considerably for a same river according to the flow and the season. It may be much higher during the first part of a flood and the total yield may vary over the years. It is thus essential to devote enough time and cost to this problem and to choose the right method and place of measurement. However the result cannot be very precise and the design should take into account some uncertainty. Better data will be obtained during the first years of operation and will favour optimised reservoir management.

### **3.5.3. General layout of structures**

Where the siltation problems may be important, these problems should be taken in account for the general lay out of the various structures, such as; water intake, bottom gates, spillways and even possibly for the choice of the dam site and of the overall river utilization. Placing the main reservoir in a tributary is sometimes the best solution.

Well adapted hydraulic model tests may be very useful for optimising layouts and levels of gates and for studying reservoir management options.

### **3.5.4. Évacuation des apports par des pertuis de fond**

Le taux de sédimentation des retenues est plus important pour celles qui stockent une part réduite des apports annuels. Pour les réservoirs agricoles qui peuvent être vidés chaque année à la fin de la saison sèche, il est souvent conseillé d'utiliser l'évacuation des apports par des pertuis de fond, c'est-à-dire de garder le réservoir vide durant la première partie de la saison des crues en exploitant la rivière de manière aussi proche que possible des conditions naturelles et d'éviter ainsi la plus grande part de la sédimentation. Le coût supplémentaire pour les vannes de fond correspondantes est d'habitude de quelques pour cents de celui du barrage, mais beaucoup plus élevé si elles sont construites après quelques années d'exploitation. Cette solution est souple, soucieuse de l'environnement et peut s'appliquer pour beaucoup de barrages. Le dimensionnement optimal des vannes pour l'évacuation des apports par des pertuis de fond mérite une étude spécifique pour chaque barrage, fonction de l'hydrologie, du but du barrage et des données sur les sédiments. Pour beaucoup de barrages, ces vannes peuvent servir aussi bien pour l'évacuation des apports par des pertuis de fond que pour des chasses (voir ci-après).

### **3.5.5. Dérivation des crues**

L'évacuation des apports par des pertuis de fond ne peut s'appliquer qu'à des retenues pratiquement pleines tout le temps. La dérivation d'une partie des débits de crue (quand elles sont significativement chargées en sédiment) par une galerie court-circuitant la retenue, sur toute ou partie de sa longueur, peut être économiquement efficace, spécialement si la qualité du rocher permet de ne pas la revêtir, ou de la revêtir partiellement, et si la pente ou les méandres de la rivière permet d'avoir des galeries courtes. Un autre avantage de cette solution est que la plupart des investissements correspondants pourraient être faits durant l'exploitation de l'aménagement quand le besoin peut être évalué avec plus de précision. Inversement de telles galeries peuvent parfois être utilisées aussi comme galeries de dérivation provisoire pendant la construction. De telles solutions sont bien développées au Japon. Des chenaux de dérivation peuvent être utilisés à la place des galeries pour les tronçons inférieurs des très grandes rivières.

### **3.5.6. Dessablement des eaux turbinées**

L'usure des turbines par des sédiments peut être importante si la charge est supérieure à 20 m et devient très importante pour les hautes chutes, spécialement si le pourcentage en quartz des sédiments est élevé. Dans certains cas passés, les turbines ont subi des abrasions si importantes qu'elles ont été mises hors d'usage juste au bout de quelques mois d'exploitation. Ceci a conduit à d'importantes pertes financières dues à la baisse des revenus tirés de la production électrique et aux coûts de réparation.

Il est donc nécessaire d'utiliser des ouvrages de dessablement, tels que les bassins de décantation (dégraveur-dessableur), pour éviter de conduire les sables et silts vers la centrale. Des ouvrages énormes, souvent en souterrain, ont été installés. Beaucoup ont eu deux inconvénients : ils étaient coûteux et leur efficacité était discutable. La plupart d'entre eux ont été réalisés avec des trémies de décantation et

#### **3.5.4. Sluicing**

The rate of reservoir siltation is more important in reservoirs which store only a reduced part of the annual inflow. For relevant irrigation reservoirs which may be emptied every year at the end of the dry season, it is often advisable to use sluicing, i.e. to keep the reservoir empty during the first part of the flood season, operating the river as close as possible to natural conditions and thus avoiding most siltation. The extra cost for relevant bottom outlets is usually a few per cent of the dam cost but much higher if constructed only after some years of operation. This solution is flexible, environmentally friendly and may apply to many dams. The optimum size of the sluicing gates deserves a specific study for each dam according to hydrology, dam purpose and sediment data. For many dams these gates may be used for sluicing and flushing.

#### **3.5.5. Diverting floods**

Sluicing cannot apply to reservoirs kept virtually full all the time. Diverting part of the flood discharge (when significantly silted) by a tunnel by-passing all or most of the reservoir length may then be cost efficient especially if the rock quality favours unlined or partly lined tunnels and if the slope or curves of the rivers allow rather short tunnels. Another advantage of this solution is that most of the relevant investment may be made during operation when the need can be more precisely evaluated. Alternatively such tunnels may sometimes be used also for diverting floods during construction. Such solution is well developed in Japan. Canals may be used instead of tunnels for low reaches of very large rivers.

#### **3.5.6. Desilting the discharges to power houses**

The wear of turbines by sediments may be high if the water head is over 20 m and very high for high heads, especially if the quartz content of sediments is high. In some past cases turbines have been abraded too badly for further use after just a few months of operation. This has resulted in high financial losses due to reduced power revenue and repair costs.

It is thus necessary to use desilting structures, such as settling basins, for avoiding silt or sand discharges to the power house. Corresponding huge structures, often underground, have been implemented. Many have had two drawbacks; they were expensive and their efficiency was questionable. Most have been made by hopper chambers with permanent flushing of sediments and with the target of

une chasse permanente des sédiments dans le but d'enlever les particules de diamètre supérieur à 0,2 mm, grâce à des vitesses d'eau réduites à environ 0,2 m/s sur une longueur d'environ 200 m. En réalité, l'efficacité réelle des trémies a été souvent beaucoup plus faible qu'anticipée ; mais l'inconvénient majeur est le fait que des particules de diamètre de 0,1 mm peuvent aussi éroder les turbines et que la vitesse d'eau conseillée dans un bassin de décantation pour les retenir plus efficacement devrait être de l'ordre de 0,05 m/s. Ceci n'apparaît économiquement possible que si la retenue elle-même est utilisée comme ouvrage de décantation et conçue en conséquence. On peut obtenir des réductions d'usure complémentaires des turbines par des conceptions mécaniques spécifiques et des revêtements.

Une analyse critique approfondie des ouvrages usuels de dessablement est donc essentielle.

### 3.5.7. Chasse

Les chasses augmentent la vitesse de l'eau à travers la retenue pendant un certain temps afin d'éroder et d'évacuer les dépôts de sédiment. Leur efficacité dans le monde varie considérablement et, du point de vue économique, elle semble dépendre principalement des conditions suivantes :

- Un rapport entre le volume de la retenue et celui des apports annuels inférieur à 20 ou 30 %.
- Un rapport entre le volume de la retenue et celui des apports annuels de sédiment en dessous de 20 pour des évacuations précoces par des pertuis de fond et en dessous de 50 pour des évacuations tardives par des pertuis de fond.
- Une pente significative de la rivière.
- Une vallée plutôt étroite dans la zone de la retenue.
- Un impact acceptable à l'aval.

Les chasses réussies concernent donc principalement les tronçons de rivière en partie haute ou moyenne. Le choix, le projet et le calage des vannes de chasse est un problème-clé pour cette opération. Pour des vannes opérant sous haute charge, le problème d'usure ou de cavitation par des sédiments érosifs peut être important. Pour des barrages de faible hauteur, les vannes devraient être proches du lit naturel de la rivière. Pour les barrages hydroélectriques de grande hauteur, le niveau optimal des vannes de chasse peut être de 20 à 40 m sous le niveau maximal de la retenue, mais il est plus généralement dicté par le niveau minimal d'exploitation.

Un inconvénient des chasses est souvent l'impact à l'aval dû aux changements non négligeables des écoulements et des pourcentages en sédiment. De tels inconvénients peuvent empêcher ou limiter beaucoup d'occasions de chasses. En général les chasses ne peuvent éviter l'envasement dans une partie du réservoir mais peuvent, après quelques années, amener à un équilibre entre les sédiments entrant et les sédiments sortant de la retenue.

Des chasses dans les grandes retenues hydroélectriques servent principalement à déplacer les sédiments de la tranche utile vers la tranche morte et donc à conserver une capacité de stockage suffisante dans la partie haute de la retenue pour pouvoir produire les pointes d'électricité journalières.



withdrawing particles greater than 0.2 mm in diameter, with reduced water velocities of about 0.2 m/s over a length of about 200 m. Actually the true efficiency of hoppers has often been much less than anticipated; but the key drawback is the fact that 0.1 mm diameter particles may also erode turbines and the advisable water velocity in a more efficient desilting structure to deal with those would be in the range of 0.05 m/s. This would only appear cost effective if the reservoir itself were to be used as a desilting structure and designing accordingly. Further savings in turbines wear may be obtained by specific mechanical design and coating.

An in depth review of the usual design of desilting structures is thus essential.

### **3.5.7. Flushing**

Flushing increases water velocities through the reservoir for a while in order to scour and remove sediment deposits. The worldwide efficiency of this has varied considerably and the cost efficiency seems mainly linked with the following conditions:

- A ratio of reservoir volume to the annual inflow of fewer than 20 or 30%.
- A ratio of the reservoir volume to the annual sediment discharge under 20 for early sluicing, under 50 for late sluicing.
- A significant river slope.
- A rather narrow valley in the reservoir area.
- An acceptable downstream impact.

Successful flushing thus applies mainly to high or medium reaches of rivers. The choice, design and level of gates for flushing are a key problem. For gates operating with high head, the problem of wear or cavitation with erosive sediments may be high. For low dams the gates should be close to the natural river bed. For high hydropower dams, the optimum level of sluicing gates may be 20 to 40 m under the reservoir maximum level, but is more generally dictated by the associated minimum operating level of the reservoir.

One drawback of flushing is often the downstream impact linked with significant changes in flow and sediments rates. Such drawbacks may prevent or limit many flushing opportunities. Usually flushing cannot avoid siltation in a part of the reservoir but may, after some years, reach an equilibrium between further sediment inflows and flushed sediment outflows.

Flushing in large hydropower reservoirs may be mainly for moving sediments from live storage to dead storage and thus keeping enough storage capacity in the upper part of the reservoir for daily power peaks.

La largeur (en mètres) des chenaux créés par les chasses dans les dépôts de silt est de l'ordre de  $10 q^{0.5}$  (où  $q$  est le débit en  $m^3/s$ ) et peut donc être égale à 100 m ou plus. Elle est plus petite si les chasses ne sont effectuées que quelques années après la consolidation des silts.

Pour chaque site, l'efficacité et l'exploitation optimale des chasses peuvent être difficiles à définir exactement au moment du projet, mais le coût des organes de chasse n'est souvent qu'une petite partie de l'investissement principal. La capacité des organes de chasse sera faible comparée à celle de l'ensemble des ouvrages d'évacuation, mais l'ajout ultérieur de ces organes pourrait être difficile et très coûteux.

### **3.5.8. Dragage**

Le coût total pour créer des réservoirs a été de l'ordre de 2 000 milliards d'USD pour 4 000 milliards de  $m^3$  de volume utile, soit un coût moyen de l'ordre de 0,5 USD/ $m^3$  et le coût du dragage est généralement bien au-dessus de 2 USD/ $m^3$  de sédiment. Le dragage ne peut donc être la solution standard. Toutefois cette option ne devrait pas être négligée, par exemple avec l'utilisation de «l'hydrosuction», pour les petits réservoirs d'irrigation, et de gros matériels de dragage fabriqués sur mesure pour les grands aménagements hydroélectriques.

Pour les petits barrages pour l'irrigation, les coûts de dragage sont réduits si on évite le matériel de pompage quand la charge du réservoir peut être utilisée jusqu'à 8 ou 9 m. Dans les pays asiatiques où la main d'œuvre est peu chère, le coût par  $m^3$  d'enlèvement des sédiments, qui comprend principalement celui des tuyaux et de petits pontons travaillant en eau calme, est acceptable. L'efficacité peut être améliorée par des entrées de tuyau spéciales. Il y a cependant des limitations possibles telles que la longueur des tuyaux, la longueur du réservoir à dévaser, la profondeur des sédiments et les pertes d'eau. Ce dernier peut être le facteur limitant parce que la concentration des sédiments dans le tuyau est généralement en dessous de 10 %. Cette solution d'hydrosuction s'applique principalement à de petits réservoirs stockant une petite partie des apports solides, disons de 10 000 à 100 000  $m^3$  de sédiment par an. Cette solution peut être aussi utilisée pour vider les bassins de décantation.

Pour l'hydroélectricité, le coût du dragage devrait être comparé aux gains de production électrique et aux coûts d'exploitation et non aux gains de volume stocké. Par exemple pour un barrage de grande hauteur fournissant de l'énergie sous 100 m de chute avec un apport annuel de 10 milliards de  $m^3$ , dont 80 % génèrent du courant, le productible est de l'ordre de 2 TWh pour une valeur de 100 millions d'USD.

Si la perte d'énergie et les dommages dus à la sédimentation sont de 20 % de ce montant, soit 20 millions d'USD, et le contenu en sédiment de la rivière est supposé de 2 tonnes par 1 000  $m^3$ , soit 20 millions de tonnes par an avec une moitié se déposant dans la retenue, il peut être rentable de draguer 10 millions de tonnes par an si le coût du dragage est inférieur à 2 USD/tonne. De tels coûts peuvent être obtenus par des matériels spécifiquement adaptés aux conditions du réservoir. Le coût peut être bas pour draguer les matériaux fins en eau calme, avec de l'électricité et avec des charges réduites de 7 à 8 m en utilisant une partie de celle du réservoir.

The width (in metres) of channels created by flushing in silt deposits is in the order of  $10 q^{0.5}$  (where  $q$  is the discharge in  $m^3/s$ ) and may thus be 100 m or higher. It is smaller if flushing is made only after some years of silt consolidation.

For each site, the efficiency and the optimum operation of flushing may be difficult to define precisely at the time of design, but the cost of flushing outlets is often a small part of the main investment. Their discharge capacity will be small compared to total spillway capacity discharge, but adding them later could be difficult and very expensive.

### **3.5.8. Dredging**

The total cost for creating reservoirs has been in the range of 2000 billion USD for 4000 billion  $m^3$  of live storage, i.e. an average cost about 0.5 USD/ $m^3$  and the cost of dredging is usually well over 2 USD/ $m^3$  of sediment. Dredging cannot thus be the standard solution. However the option should not be overlooked, for instance the use of “hydro-suction” in small irrigation reservoirs and large purpose-made dredging equipment for large hydroelectric schemes.

For small irrigation dams, dredging costs are reduced by avoiding pumping equipment when the reservoir head may be used up to 8 or 9 m. In Asian countries where the labour cost is low, the cost per  $m^3$  of sediment removal may be acceptable, comprising mainly the cost of pipes and small pontoons in calm water. The efficiency may be improved by special pipe inlets. There are however some possible limitations such as the pipe lengths, the length of reservoir to be desilted, the sediment depth and the water loss. The latter may be a limiting factor as the sediment concentration in pipes is usually under 10%. This “hydro-suction” solution applies mainly to small reservoirs storing a small part of annual inflow, say 10 000 to 100 000  $m^3$  of sediment per year. This solution may also be used for emptying settling basins instead of flushing them.

For hydropower the cost of dredging should be compared to savings in power and operating costs and not to storage saving. For instance for an high dam supplying power under 100 m head and an annual flow of 10 billion  $m^3$ , 80% of which generates power, the annual energy generation is in the range of 2 TWh with a value of about 100 million USD.

If the annual loss of energy and damage due to siltation is 20% of this amount, i.e. 20 million USD, and the silt content of the river is assumed to be 2 tons per 1000  $m^3$ , i.e. 20 million tons per year of which half could be stored in the reservoir, it may be cost effective to dredge 10 million tons per year if the cost of dredging is under 2 USD/ton. Such costs may be reached by specific equipment tailored to the reservoir conditions. The cost may be low for dredging fine materials in calm water, using electric power, with heads reduced by 7 m or 8 m by using part of the reservoir head. The equipment may be used for many years after filling of the reservoir. A

Le matériel peut être utilisé pendant de nombreuses années après le remplissage partiel de la retenue. Un investissement pour le matériel de dragage égal à 5 à 10 % de celui pour le barrage et l'usine, soit 50 millions d'USD pour le dragage, est justifié. Dans ce cas le volume d'eau nécessaire pour le dragage serait d'environ 5 fois le volume des sédiments.

Cette solution pourrait être étudiée pour beaucoup de futurs aménagements hydroélectriques comme une alternative aux coûteux bassins de décantation, qui nécessitent aussi dès le départ des coûts d'investissement considérables. Le matériel de dragage peut être aussi conçu selon l'envasement mesuré précisément durant les premières années d'exploitation de la retenue. L'impact sur l'environnement est beaucoup plus faible que pour les chasses. Le dragage peut être utilisé pour enlever plus de 10 millions de m<sup>3</sup> de sédiment par barrage et par an. On pourrait laisser des orifices dans le barrage ou les rives pour les tuyaux de dragage afin de réduire la charge nécessaire pour cette opération.

### **3.5.9. Choix des solutions**

Il n'y a pas de solution standard et des variantes différentes doivent être étudiées pour tenir compte des incertitudes dans l'évaluation des envasements. L'étude ne doit pas se limiter à 20 ou 50 ans et on doit considérer aussi les conséquences à long terme et les conditions en fin de service de l'aménagement. Associer plusieurs solutions peut être le meilleur choix. On fait certaines suggestions ci-dessous pour trois aménagements habituels probables dans le futur :

- La plupart des «grands barrages» existants sont des barrages de faible hauteur pour l'irrigation construits en Asie avec plutôt de petites retenues, disons de quelques millions de m<sup>3</sup> ou de quelques dizaines de millions de million m<sup>3</sup>. Beaucoup d'autres seront construits dans le monde. Si la retenue stocke la plus grande part des apports annuels, même avec des pourcentages en sédiment supérieurs à la moyenne mondiale de 0,5 à 1 tonne par 1 000 m<sup>3</sup>, la durée de vie utile de la retenue peut être bien au-dessus de 100 ans. Mais les retenues qui stockent 10 ou 20 % des apports annuels peuvent être à moitié envasées en quelques dizaines d'années. Dans beaucoup de pays, spécialement en Asie, les crues et la plupart de la sédimentation se produisent juste en quelques mois durant la saison des crues. Garder la retenue vide durant la première partie de la saison des crues pourrait plus que doubler la durée de vie utile de la retenue. En utilisant l'hydrosuccion on pourrait encore augmenter cette durée. Ceci nécessite, au stade de la construction, de prévoir des vannes de fond pour pouvoir évacuer les sédiments par des pertuis et/ou des tuyaux à travers le barrage pour l'hydrosuccion. Ceci peut aussi être justifié s'il y a un sérieux problème concernant l'importance du phénomène de sédimentation. L'évacuation des sédiments par des pertuis de fond, souvent réalisée en Chine, pourrait être utilisée sur la plupart des retenues pour l'irrigation soumises à la sédimentation.
- Dans les tronçons de rivière à forte pente, beaucoup d'aménagements hydroélectriques utilisent un barrage de faible hauteur vanné, une galerie d'amenée et une usine de haute chute. La petite retenue fait l'objet de chasses pour évacuer les sédiments charriés par le fond mais les eaux

justified investment of dredging equipment may be 5 or 10% of the overall investment for the dam and power house, i.e. 50 million USD for dredging. In such cases the volume of water needed for dredging will be about 5 times the volume of sediment.

This solution could be studied for many future large hydro schemes as an alternative to costly desilting basins, which also require considerable advanced investment costs. Dredging equipment may also be designed according to the siltation measured precisely during the first years of reservoir operation. The impact on the environment is much lower than from flushing. It may apply to over 10 million m<sup>3</sup> sediments per year and per dam. Holes could be left through the dam or banks for dredging pipes in order to reduce the dredging head required.

### **3.5.9. Choice of solutions**

There is no standard solution and various alternatives should be studied allowing for uncertainty in their evaluation. The study should not be limited to 20 or 50 years and the long term impact and decommissioning conditions should also be considered. Associating several solutions may be the best choice. Some suggestions are given below for three usual likely future schemes.

- Most existing “large dams” are low irrigation dams built in Asia with rather small reservoirs, say a few million m<sup>3</sup> or some tens million m<sup>3</sup>. Many more will be built worldwide. If the reservoir stores most of the annual flow, even with sediment ratios over the world average of 0.5 to 1 ton per 1000 m<sup>3</sup>, the useful life of the reservoir may be well over 100 years. But for reservoirs storing 10 or 20% of the annual flow, the reservoir may be half silted in few tens of years. In many countries, especially in Asia, the floods, and most siltation, happen in just the few months of the flood season. Keeping the reservoir empty during the first part of the flood season may more than double the reservoir life. Using hydro-suction may further increase its useful life. This requires, at the construction stage, the provision of bottom gates for sluicing and/or pipes through the dam for hydro-suction. This may be also justified if there is a serious concern about the importance of siltation yield. The sluicing, often done in China, could be of use for most irrigation reservoirs prone to siltation.
- In steep parts of rivers, many hydropower schemes are made using a low gated dam, a headrace tunnel and a high head power house. The small dam reservoir is flushed for evacuating the bed load but the water diverted to the power plant often includes sand particles up to 1 to 2 mm which may cause

dérivées vers la centrale comprennent souvent des particules jusqu'à 1 à 2 mm qui peuvent causer de sévères dommages aux turbines et augmentent jusqu'à 20 % ou plus le coût total du kWh. De grands dessableurs souterrains à fonctionnement continu ont été utilisés avec une vitesse de l'eau de 0.20 m/s sur une longueur de 200 m pour limiter le diamètre des particules à environ 0,2 mm. Leur efficacité a été souvent inférieure à celle qui était prévue et les particules de 0,1 mm peuvent de toute façon être nuisibles, spécialement si elles comprennent un pourcentage élevé de quartz.

Il peut être plus économiquement efficace d'utiliser la retenue principale elle-même pour la décantation. Par exemple si le débit turbiné est de 50 m<sup>3</sup>/s, un bassin de décantation naturel de 500 m de long peut être créé dans la rivière entre un barrage vanné à l'aval et un barrage non vanné à l'amont. Le profil en travers de la retenue, pour une vitesse d'eau de 0.05 m/s serait au moins de 1 000 m<sup>2</sup> (50/0,05), soit une retenue de près d'un million de m<sup>3</sup> et un barrage de 15 à 25 m de hauteur. Une galerie de dérivation, de 500 à 1 000 m le long de la rivière avec une section d'environ 50 m<sup>2</sup>, formerait by-pass pour le bassin pour les débits supérieurs à 50 m<sup>3</sup>/s et serait contrôlée par la vanne amont. Elle détournerait presque tous les apports charriés par le fond et une grande partie des apports annuels de silt et de sable. Les sédiments déposés dans le bassin seraient évacués par des chasses durant quelques jours par an, peut-être durant les week-ends. Certains jours dans l'année durant lesquels les crues excèdent la capacité de la galerie, celle-ci et la galerie d'amenée à la centrale pourraient être fermées et les crues évacuées par les pertuis du bassin.

- Beaucoup de futurs grands aménagements hydroélectriques seront basés sur des barrages de 50 à 200 m de hauteur sur de grandes rivières avec une centrale utilisant des charges de l'ordre de 100 m et avec de gros débits. Si le réservoir stocke moins que 10 % des apports annuels de plusieurs milliards de m<sup>3</sup>, il pourrait être envasé en quelques douzaines d'années ou moins. L'aménagement est probablement conçu pour fonctionner à plein temps durant quelques mois de la saison des pluies et pour produire principalement de l'énergie de pointe journalière durant la saison sèche. Il peut être aussi nécessaire d'éviter le passage des silts et sables à travers les turbines. De grands bassins de décantation artificiels sont très coûteux pour les grands débits correspondant à ces aménagements et ils ne peuvent pas retenir les particules plus petites que 0,2 mm. L'utilisation d'environ 1 à 2 km de la partie aval de la retenue comme bassin de décantation, avec des sections de l'ordre de 10 000 m<sup>2</sup>, disons par exemple de 25 m de profondeur sur 400 m de largeur, peut être économiquement beaucoup plus efficace. De tels aménagements pourraient justifier des matériels de dragage spécialement conçus. De plus, les investissements de départ et les incertitudes associés avec les grands dessableurs artificiels sont considérablement réduits. Les chasses par des vannes, de 25 à 50 m sous le niveau maximal de la retenue, peuvent être aussi efficaces, du moins pour garder assez de volume de retenue pour produire les pointes d'énergie, mais peuvent être empêchées ou limitées pour des raisons environnementales à l'aval. La perte correspondante d'eau sera généralement plus grande qu'avec le dragage. L'association d'un dragage et des chasses exceptionnelles peut être la meilleure solution avec un investissement de départ faible et avec des investissements pour le dragage adaptés en fonction de la vitesse réelle de sédimentation.

severe damage to turbines and increase by up to 20% or more the overall cost per kWh. Large underground desilting chambers with continuous flushing have been used with a water velocity of 0.20 m/s along 200 m for limiting the particles diameter about 0.2 mm. Their efficiency has been often less than anticipated and particles of 0.1 mm may anyway be harmful, especially if including high quartz content.

It may be more cost efficient to use the main dam reservoir itself for desilting. For instance if the flow to the power house is 50 m<sup>3</sup>/s, a natural desilting basin 500 m long may be created in the river between a downstream gated dam and an upstream ungated dam. The cross section of the reservoir, for a water speed of 0.05 m/s would be at least 1000 m<sup>2</sup> (50/0.05), i.e. a reservoir close to 1 million m<sup>3</sup> and a dam 15 to 25 m high. A diversion tunnel 500 to 1000 m along the river with a cross section of about 50 m<sup>2</sup> would bypass the basin for discharges above 50 m<sup>3</sup>/s and would be controlled by an upstream gate. It would divert nearly all bed loads and a large part of annual silt and sand. The sediments deposited in the basin should be flushed in a few days per year, perhaps at weekends. For a few days per year when floods exceed the capacity of the diversion tunnel, the diversion tunnel and the headrace to the power house could be closed and the floods sluiced through the basin.

- Many future large hydroelectric schemes will be based upon dams 50 to 200 m high on large river and a power house using heads in the range of 100 m with a large discharge. If the reservoir stores less than 10% of an annual flow of several billion m<sup>3</sup> the reservoir may be silted in a few dozen years or less. The scheme is likely to be designed for operating full time for a few months of the rainy season and for supplying mainly daily peak power during the dry season. It may also be necessary to avoid silt or sand through the turbines. Large artificial desilting basins are very expensive for the large flows corresponding to these schemes and they may not retain particles less than 0.2 mm. Using about 1 to 2 km of the downstream part of the reservoir as a desilting basin, with cross sections in the range of ten thousand m<sup>2</sup>, say for instance 25 m deep and 400 m wide, may be much more cost effective. Such schemes could feature specifically designed dredging equipment. In addition the early investments and uncertainties associated with a large artificial chamber are considerably reduced. Flushing by gates 25 to 50 m under the maximum reservoir level may also be efficient, at least for keeping enough storage for peaking capacity but may be prevented or very limited by environmental reasons downstream. The corresponding loss of water will be usually higher than for dredging. Associating dredging and exceptional flushing may be the best solution with a low early investment and with the later dredging investment adapted to the true siltation rates.

### **3.5.10. Conclusion pour la réduction de la sédimentation**

L'envasement des réservoirs n'est pas globalement aussi préjudiciable que parfois proclamé mais c'est un problème sérieux pour beaucoup de réservoirs, spécialement en Asie où la plupart des futurs barrages seront construits. Au-delà de l'optimisation économique, les exigences pour la durabilité à long terme favorisent les mesures pour atténuer ce problème. Elles peuvent varier sensiblement avec le site du barrage, le but et l'exploitation de la retenue. La gestion de la sédimentation peut influencer non seulement le projet des ouvrages mais aussi le choix du site du barrage et même son implantation générale. Les études devraient tenir compte de certaines incertitudes inévitables dans l'évaluation de la sédimentation.

Les évacuations des apports par des pertuis de fond peuvent être efficaces pour beaucoup de barrages d'irrigation. Des galeries de dérivation définitives, des chasses et/ou dragages peuvent être économiquement efficaces selon les conditions spécifiques locales. Le dessablement des eaux turbinées mérite une analyse de l'efficacité réelle des ouvrages existants. L'utilisation de la retenue elle-même pour le dévasement peut être économiquement efficace. La combinaison des solutions convient souvent.

Une analyse de la durabilité à long terme est conseillée même si le risque est plutôt faible. Elle peut justifier des investissements faibles au départ, tels qu'une augmentation des capacités des vannes de fond, des tuyaux à travers le barrage pour un futur dragage, des prises d'eau pour d'éventuelles galeries, etc. Tout ceci réduira considérablement les futurs investissements et permettra d'ajuster le traitement de l'envasement à celui qui sera réellement mesuré.

Des progrès dans la réduction des envasements seront obtenus grâce aux données et informations sur le coût réel et l'efficacité des différentes solutions utilisées avec succès à travers le monde, et même mieux, grâce aux difficultés rencontrées et aux modifications qui ont du être réalisées sur les ouvrages définitifs pour pouvoir les résoudre.



### **3.5.10. Conclusion for siltation mitigation**

Reservoirs sedimentation is not globally as detrimental as sometimes claimed but is a serious problem for many reservoirs, especially in Asia where most future dams will be built. Beyond economic optimisation, long term sustainability requirements favour mitigation measures. They may vary significantly with dam site, purpose and reservoir operation. The sedimentation management may impact not only the design of the structures but also the choice of dam site and even the general layout. The studies should take care of some unavoidable uncertainty in the evaluation of the siltation.

Sluicing may be efficient for many irrigation dams. Permanent diversion tunnels, flushing and/or dredging may be cost efficient according to specific local conditions. Desilting the water inflow to power houses deserves an analysis of the true efficiency of existing structures. Using the reservoir itself for desilting may be cost efficient. Combining solutions is often suitable.

A long term sustainability analysis is advisable even if the risk is rather low. It may justify early small investments, such as bottom gates increased capacities, pipes through dams for future dredging, intakes for possible tunnels, etc. All these will considerably reduce future investments by adjusting siltation treatment to the actually measured siltation.

Progress in siltation mitigation will improve by obtaining more data and information on the true cost and efficiency of various worldwide solutions that have been used successfully and even more from difficulties and relevant changes and modifications that have had to be made to permanent works.

---

## 4. CONCLUSION GÉNÉRALE

---

- Chaque barrage est construit avec des matériaux locaux dans des conditions physiques spécifiques. L'optimisation du coût nécessite une étude spécifique associant aussi loin que possible le Maître d'ouvrage, le Consultant et l'Entrepreneur.
- Une optimisation des méthodes pour comparer des solutions, une analyse critique des idées, un refus des solutions normalisées et une adaptation des spécifications aux besoins réels devraient pouvoir apporter des économies.
- Des profils en travers traditionnels et des conceptions usuelles pour le corps des barrages peuvent être éloignés de l'optimum pour beaucoup de conditions locales spécifiques.
- Dans beaucoup de pays où seront construits les nouveaux barrages, les problèmes du contrôle temporaire ou permanent des crues et les problèmes d'envasement peuvent avoir une influence majeure sur le projet (y compris son implantation générale) et sur les coûts globaux.
- Pour les barrages construits dans des conditions très spécifiques, les critères de projet méritent d'être complètement révisés, par exemple pour les barrages de faible hauteur sur de très grandes rivières, pour les barrages consacrés uniquement à l'écrêtement des crues, pour les barrages en mer, pour les barrages construits dans des conditions climatiques extrêmes, ces ouvrages seront traités dans un bulletin complémentaire qui analysera aussi les économies dans l'amélioration des barrages.

---

## 4. GENERAL CONCLUSION

---

- Every dam is built with local materials under specific physical conditions. The cost optimization requires thus a tailored study associating as far as possible the Owner, the Consultant and the Contractor.
- Optimizing the methods for comparing solutions, reviewing set ideas, avoiding standardized solutions, adapting specifications to real needs may be very cost effective.
- Traditional cross sections and usual designs for dam bodies may be far from the optimum for many specific local conditions.
- In many countries where will be built most future dams, the temporary and permanent flood control and the siltation problems may have an essential impact on the design (including the general layout) and on the overall costs.
- For dams built in very specific conditions, the design criteria may deserve a total review, for instance for low dams in very large rivers, for dams devoted only to flood mitigation, for offshore dams, for dams built in extreme climatic conditions: they will be analysed in a further bulletin which will analyse also cost savings in dams upgrading.



---

# APPENDIX 1

---

Comments from the Japanese Committee

**Appendix 4.1**  
**Measures to reduce dam construction costs**

Japan Commission on Large Dams

**Chapter 1 Background and objective of the study**

In Japan, it is taken up as a major challenge to reduce the flow of money into public works projects. Of the public works, dam construction works that entail large public spending are not an exception but rather watched more closely than ever. The Japan Commission on Large Dams formed a task force to study the cost reduction measures for dam construction works.

**Chapter 2 Principal cost reduction measures**

The number of cost reduction measures that can be taken in the construction phase are limited. A substantial cost reduction effect can be achieved by taking the measures in the series of planning, design and construction phases. In this document, the cost reduction measures are studied from the following four standpoints.

- (1) Concepts on reducing the cost in the planning phase
- (2) Review of technical standards and guidelines
- (3) Review of design and construction methods
- (4) Promotion of technical developments

Table 2-1 Matrix of dam cost reduction measures

	Concepts on reducing the cost in the planning phase	Review of technical standards and guidelines	Review of design methods	Review of construction methods	Promotion of technical developments
Conceptualization and planning (system and mechanism)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Securing of reservoir capacity by redevelopment</li> <li>• Extension of dam life by functional diagnosis and restoration</li> </ul>				
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Study of utilization of materials generated from adjacent construction projects</li> <li>• Utilization of excavated soil for dam body materials</li> <li>• Improvement of specifications of finishing excavation (thickness, introduction of mechanization, and others)</li> <li>• Shortening of work periods by installation of equipment that will allow construction in the rain</li> <li>• Development of construction equipment based on the latest IT technology and construction management tools</li> </ul>		○		○
Survey	Aggregates and dam construction materials				
	Dam body work				
Construction	Foundation excavation		○		
	Material sampling				
Concrete dam body	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Promotion of effective use of materials by adopting low-quality concrete aggregates and appropriately reviewing standards for rock dam body materials</li> <li>• Promotion of use of low-quality materials</li> <li>• Study of quarries in reservoirs and under the ground</li> <li>• Development of construction equipment based on the latest IT technology and construction management tools</li> </ul>		○	○	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Review of classification of concrete (external, internal and structure)</li> <li>• Active introduction of the RCD, ELCM, CSG and other construction methods</li> <li>• Design techniques of dams under Levels I and II earthquake motions</li> </ul>				
			○		





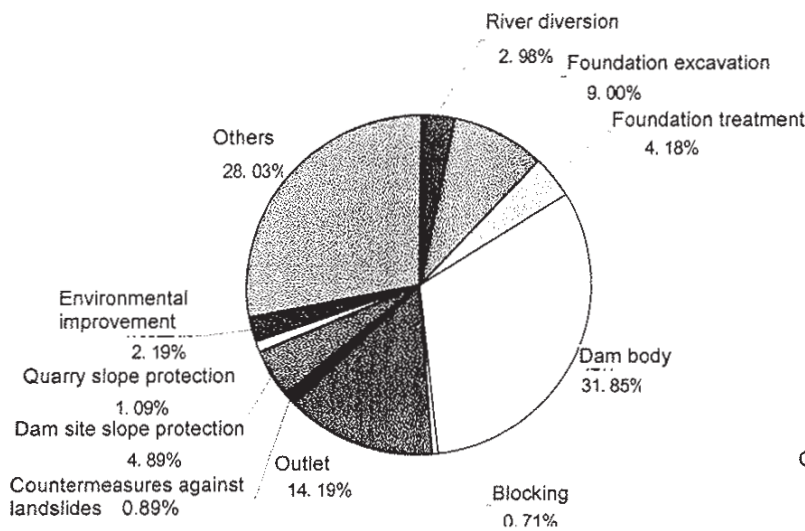
Concepts on reducing the cost in the planning phase	Review of technical standards and guidelines	Review of design methods	Review of construction methods	Promotion of technical developments
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Establishment of new design systems, including a safety factor setting</li> <li>• Evaluation of material strength that takes into account the dependence of rock materials on confined pressure</li> <li>• Evaluation of physical properties of core, filter and riprap</li> <li>• Adoption of artificial materials (adoption of geotextile for filter materials, and others)</li> <li>• Increase in construction thickness by the introduction of large-scale construction equipment</li> <li>• Mechanized construction of contact clay</li> <li>• Study of management of mean values based on statistical processing of quality control</li> <li>• Development of construction equipment based on the latest IT technology and construction management tools</li> <li>• Study of specifications of compacting fill dam materials on a material property basis</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Precasting of inspection gallery, elevator shaft, dam top railing and others</li> <li>• Use of precast products for small-scale dam energy dissipator</li> <li>• Precasting of upstream and downstream dam faces</li> <li>• Use of precast products</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>○</li> <li>○</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Detailed checking of improvement target values based on the scale of dam (working water head) and the range of construction depth</li> <li>• Detailed checking of improvement target values of rim grouting</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> </ul>	

Concepts on reducing the cost in the planning phase	Review of technical standards and guidelines	Review of design methods	Review of construction methods	Promotion of technical developments
<ul style="list-style-type: none"> <li>Change of the layout of consolidation holes to the portion where geological conditions and stress distribution are taken into account</li> <li>Application of treatment methods other than grouting, including soil blanketing</li> <li>Re-evaluation of double-tube grouting</li> <li>Rationalization of effect judgment method (layout of holes, evaluation unit)</li> <li>Time reduction of hardening, and study of slope construction method (construction in rows, secondary construction in two rows)</li> <li>Adoption of percussion drilling method</li> <li>Development of construction equipment based on the latest IT technology and construction management tools</li> <li>Use of materials generated from construction at dam sites as base materials for tree planting</li> <li>Effective use of industrial wastes (surplus soil after excavation)</li> <li>Flexible change of objective of reservoir capacity</li> <li>Simplification of management facilities</li> <li>Reduction of maintenance work by increasing durability of pails</li> <li>Introduction of the GIS for maintenance</li> <li>Enhancement of efficiencies of felling trees, digging up roots, and using trees and roots</li> <li>Rationalization of measurement of sediment volume</li> <li>Labor saving in management and management without human attendance by introduction of advanced IT technology</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>○</li> <li>○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>○</li> <li>○</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> <li>○</li> <li>○</li> </ul>
Maintenance	Turbid water treatment work			

### Chapter 3 Analysis of dam construction cost

Dam construction cost is broken down into the costs of river diversion, foundation excavation, foundation treatment, dam body, inlet and outlet, and turbid water treatment. As a result of analyzing two gravity concrete dams, the river diversion, foundation excavation, foundation treatment, dam body, inlet and outlet, and turbid water treatment constitute 3.0%, 9.0%, 4.2%, 31.9%, 14.2% and 9.3% of the dam construction cost, respectively. As a result of analyzing two rock fill dams, the river diversion, foundation excavation, foundation treatment, dam body, and inlet and outlet constitute 3.4%, 4.9%, 7.9%, 32.2% and 4.8% of the dam construction cost, respectively. Regardless of the type of dam body, the components of dam construction cost are in almost constant proportions. (Fig. 3-1)

Dam construction cost: Gravity concrete dam



Dam construction cost: Rock fill dam

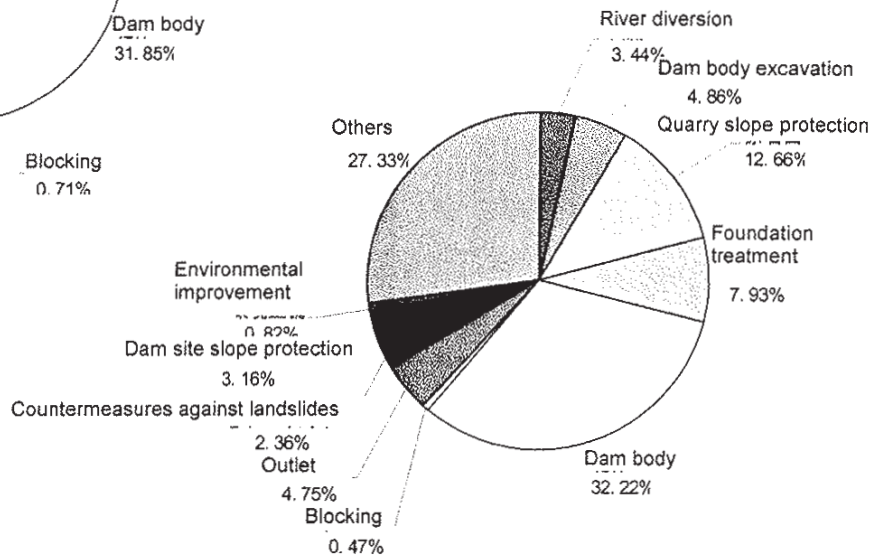


Fig. 3-1 Components of dam construction cost

Of the dam construction cost, the foundation treatment forms a relatively large proportion. This is an important point toward which attention needs to be directed in reducing the dam construction cost. It is inappropriate to flatly compare the costs of foundation excavation because each dam has specific topographic and geological conditions at dam site.

### 3.1 Components of dam body cost and points toward which attention needs to be directed in reducing the cost

Of the components of dam body cost, concrete materials, concrete placing, and formwork account for 51.0%, 38.5% and 9.8%, respectively. (Fig. 3-2) As regards the concrete materials that make up the largest proportion, a large effect of reducing the dam body cost is expected to be produced by rationalizing the design of dam body and effectively utilizing low-quality aggregates that have been handled as disposed rocks. In addition, this will have a large spillover effect of decreasing soil disposal area. Of the components of materials, cement, additives and aggregates account for 21.6%, 1.5% and 76.9%, respectively. The effective use of aggregates is expected to produce the largest effect on the reduction of the dam body cost. (Fig. 3-3)

The RCD construction method that was developed in Japan is in widespread use as a general construction method for concrete dam body. To further reduce the cost, a new RCD construction method (\*1) is being researched. Test construction is also carried out by the trapezoidal CSG construction method (\*2) that was developed to effectively use low-quality aggregates.

Formwork is used variously for upstream and downstream dam faces, crest nappe, bucket curve, inspection gallery and others. The cost can be reduced by introducing precast forms not only for inspection gallery, elevator, railing, and pier overhang structure but also for upstream and downstream dam faces.

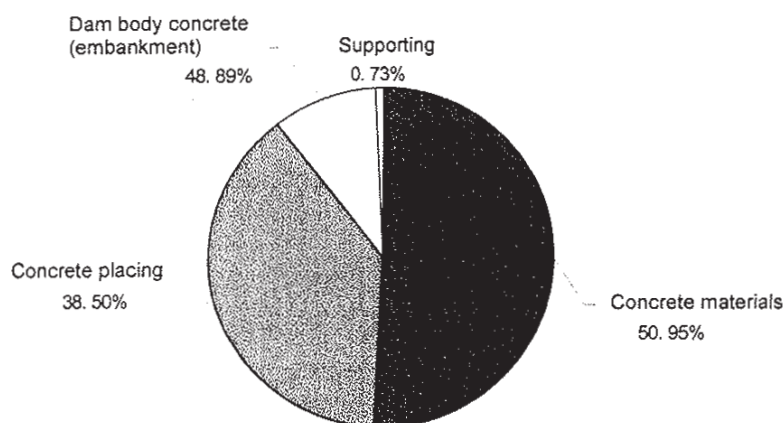


Fig. 3-2 Concrete dam: Components of construction cost

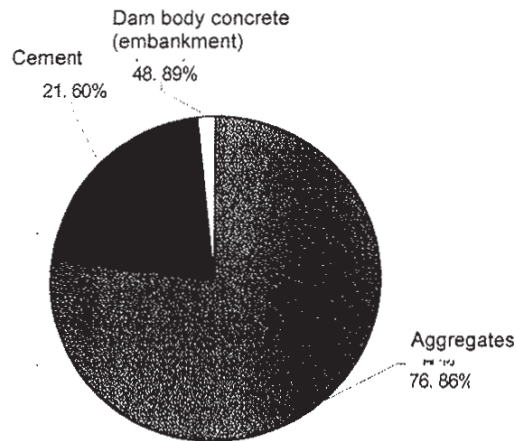


Fig. 3-3 Concrete dam: Components of materials

## Chapter 4 Study of cost reduction

Based on the study results in Chapters 2 and 3, construction cost elements that may have effects on the cost reduction are extracted and the ways of thinking about them are sorted out. As a result, the following items are studied.

- Effective use of aggregates
- Foundation treatment
- Precasting

### 4.1 Effective use of aggregates

#### 4.1.1 Present state of aggregate production

The analysis of dam construction cost revealed that aggregate production cost makes up a large proportion of about 20% of the cost. The aggregate production cost includes the costs of not only mining, processing, stockpiling, and transporting aggregates used for dam body but also constructing service roads to the quarry, treating surface soil at the quarry, and handling disposed rocks or rocks judged unfit for dam body aggregates.

The following results were obtained from the past survey of the mining of aggregates for concrete dams at a quarry.

- (1) Yield rate of excavated rocks that were used for aggregates was 55%.
- (2) Surface soil, soft rock I, soft rock II and others accounted for 26%, 28%, 21%, and 25%, respectively, of the disposed soil, including surface soil.

As can be seen from these results, not only a large cost reduction effect but also a spillover effect of decreasing soil disposal and quarry development areas is expected to be produced if parts of soft rocks that have been disposed of are used for aggregates.

The same is true of fill dams. Because a wide range of materials, from soil to rock, are used for fill dam body and it is possible to ensure the safety of dam body while giving materials flexibility by zoning in accordance with the properties of materials, the effective use of materials for fill dams is considered more easier than for concrete dams.

#### **4.1.2 Efforts and challenges toward effective use of aggregates for concrete dams**

##### 1) Efforts in the design phase

###### (1) Introduction of new design systems for the CSG and others

Because the materials that have rarely been used for dam body, including the materials generated from the excavation of dam body and low-quality aggregates, come into use, an appreciable cost reduction effect is expected. These materials are adopted for dam body.

###### (2) Use in combination with precast members

The effective use of low-quality aggregates is studied mainly for internal concrete. Because water tightness and durability are required of external concrete, external concrete has a disadvantage of an increase in the plant cost due to the need for two processing lines, or screening and stockpiling, when mining aggregates at a quarry. In replacement of external concrete, if precast members in widespread use in recent years are used for both upstream and downstream dam faces, the required quality of external concrete can be ensured.

###### (3) Appropriate review of standards for usable aggregates

Concrete dams are structures that must be used for a long term. Before using the aggregates for the external concrete, the standards for external concrete have many subjects to be studied. However, the aggregates can be used for internal concrete except for specific high dams. In this case, an appropriate review of physical and chemical standards, including the review of harmful mineral contents and the omission of aggregate washing process, can be made by designing the mix proportions best-suited to usable aggregates based on required strength, adopting the optimum aggregate evaluation technique for the design of dam body on the condition that the concrete containing the aggregates is used, and using the additives that have recently provided noticeable improvement in performance in combination with special cement for dams.

##### 2) Efforts in the construction phase

###### (1) Use of materials generated from excavation

At dam construction sites, a massive volume of rock is generated from the excavation of dam body, temporary drainage tunnel and others. In addition, because concrete dams are constructed on a good foundation ground, rocks generated from excavation at the sites contain a large volume of materials that can be used as aggregates for dam body. There have recently been cases where materials generated

from excavation of dam body are used as aggregates without developing a quarry, which contributes to cost reduction and environmental protection.

The challenges for the use of materials generated from the excavation of dam body and others as aggregates are as follows.

- There is a time lag between excavation and use of materials as aggregates, and it is necessary to secure a yard for temporarily placing a massive volume of aggregates. It is necessary to determine in the planning phase whether the materials can be used as aggregates.
- Because the materials generated from the excavation of dam body at a place different from the quarry are used in combination with the rocks mined at the quarry for the same dam body, it is necessary to study in advance the classes of concrete and the methods of mixing the materials and rocks, including mix proportions.
- Excavations of dam bodies are in many cases carried out in precipitous terrains. It is often difficult to carry out the excavations while classifying soil and rock at dam construction sites in the terrains. It is necessary to study excavation methods, post-excavation screening facilities, and others.
- It usually requires considerable experience to distinguish materials on the borderline of whether they can be used as aggregates or not. An acceptance/rejection criteria is prepared and a difference is in many cases distinguished based on the criteria by experienced engineers. To quickly and precisely sort out the materials, preparation of guidelines for simple judgment methods that enable everyone to judge with ease are desirable.

(2) Use of riverbed materials

- Example uses of riverbed materials as aggregates include the use of CSG that utilizes riverbed sand and gravel and the use of sediment removed from reservoirs. These are desirable from the viewpoint of effective use of natural resources. In addition, because dams with their ratios of sediment to reservoir storage capacity exceeding 100% have begun to appear, soil and rock settled in reservoirs are considered usable as effective materials. However, the following problems with the sediment need to be addressed.
- Quality of sediment varies greatly, which influences the quality of concrete.
- Impurities, including driftwood, need to be removed.
- There is a problem that the level of riverbed will lower.

#### 4.1.3 Efforts and challenges toward effective use of materials for ~~concrete~~ dams

1) Efforts in the design phase

- (1) Introduction of new design systems for CFRD and others

Introduction of new design systems for CFRD allows the cross section of dam body to be decreased and the range of usable materials to be increased, thereby reducing the cost. The same holds for the evaluation of shear strength that takes into account the conditions of constraint for fill.

(2) Optimization of zoning

The measure that will contribute most significantly to the cost reduction of fill dams is to reduce the total volume of soil transported. For this purpose, dam body needs to be zoned in such a manner that the volume of disposed soil and rocks is minimized. The fill dam body has been designed in accordance with classically acquired materials and there have been many cases where materials different from those originally intended were obtained in the construction phase.

In this case, the different materials were handled as the materials for disposal. With increasing momentum for cost reduction in recent years, however, there are increasing cases where zoning is corrected in accordance with a change in the materials after commencement of embankment. In most cases, zoning is corrected for individual dams. Correction of zoning in the middle of embankment is not an easy task. It is desired to systematize techniques to facilitate the correction of zoning in each step of embankment.

2) Efforts in the construction phase

Efforts in the construction phase are much the same as those for concrete dams. For fill dams, the following efforts in particular contribute to the cost reduction.

- A simplified classifier that classifies excavated soil and rocks (a mobile classifier and others)
- Guidelines for the quick and precise judgment of rocks at dam construction sites
- Formulation of a temporary facility plan that takes into account the diversion and temporary placement of temporary facilities from nearby construction sites

#### 4.2 Foundation treatment

The foundation treatment cost is broken down into the costs of (1) boring, (2) permeability test, (3) grouting, and (4) grout tunnel and others. The Technical Guidelines for Grouting amended in April 2003 are commonly used. Major amendments are as follows.

- Clarification of original construction purpose and scope
- Grouting that is appropriate for the foundation ground
- Verification and review during construction

These amendments are expected to significantly reduce the foundation treatment cost.



a. Consolidation grouting

Purpose	Scope of construction		Target value of improvement	
	Before amendment	After amendment	Before amendment	After amendment
Improvement of sealing property	Entire face	Upstream end to drainage ditch	5-10 Lu (gravity dam)	About 5 Lu
Reinforcement of weak portions		Around weak portions		Not more than 10 Lu

b. Blanket grouting

Purpose	Scope of construction		Target value of improvement	
	Before amendment	After amendment	Before amendment	After amendment
Improvement of sealing property in contact zone	Entire contact zone	Central portion of contact zone	To be set based on the properties of rocks and the characteristics of improvement	About 5 Lu
		Near filter zone		5-10 Lu

c. Target value of improvement by curtain grouting (in the case where stress relief causes high water permeation)

Depth	Gravity dam		Fill dam	
	Before amendment	After amendment	Before amendment	After amendment
0-H/2	1-2 Lu	About 2-5 Lu	2-5 Lu	About 2-5 Lu
H/2-H		5-10 Lu		5-10 Lu

- (1) Cost reduction by appropriate review of the scope of foundation treatment and the target value of improvement

Amendments to the scope of construction and the target value of improvement for consolidation grouting, blanket grouting and curtain grouting are as listed in the tables above.

The volume of consolidation grouting and curtain grouting can be reduced by a factor of about 0.4 and 0.6, respectively, depending on the scale of dams.

- (2) Cost reduction by rationalization of construction specifications

The Technical Guidelines for Grouting suggest that test construction should be carried out based on a grouting plan in the block that represents the construction section to study the appropriateness of the plan and review the plan as required before starting construction in full swing and that a cycle consisting of construction, analysis of data, and verification and review of the grouting plan should be repeated during construction.

The best-suited grouting specifications are selected at construction sites by carrying out test construction and making improvements on a routine basis. As a result, cost reduction effects, including shortened grouting time, are expected.

### 4.3 Precasting

As a rationalization technique, attention is given to the use of precast galleries.

Economical reasons for precluding the use of precast galleries are that the portions of dams where precast galleries can be used are limited, the forms for production of precast galleries are very costly, and as a result the construction of galleries using ordinary forms is economically more advantageous than the use of precast galleries. For these reasons, the use of precast galleries has been limited to large dams with long galleries that have the advantage of being cheaper to construct than the galleries constructed by using ordinary forms. However, the forms for production of precast galleries can be used repeatedly and diverted to other dams if the shape of galleries is standardized. As the number of reuses increases, the use of precast galleries for dams becomes more economical than the construction of galleries using ordinary forms.

#### (1) Expected effects

The use of standardized precast galleries instead of the galleries constructed at dam sites makes it possible to shorten work periods, reduce construction cost and work-related accidents while assuring the quality of dams.

##### 1) Assurance of quality

Potential problems associated with the construction of dams using precast galleries were the structural strength of the galleries, the property of the galleries to follow the behaviors of a dam, and the reliability of construction. The construction of a large dam proved that these problems did not occur.

##### 2) Shortening of work periods

Placement of concrete was often restricted during the construction of galleries particularly in the horizontal section by the conventional in-situ methods. The concrete placement periods can be shortened by the use of precast galleries, which are manufactured in advance at factories, and installed at dam sites.

##### 3) Reduction of construction cost

The standardization of forms for precast galleries makes it possible to use them for other dams and reduce the construction cost due to reductions in the price per unit length of gallery and rental rates of aggregate production equipment, concrete placing equipment and turbid water treatment equipment.

##### 4) Reduction of work-related accidents

In the conventional method, skilled workers, including reinforcing-bar placers, welders and specialist labors, were needed for the construction of galleries. The pre-production of precast galleries makes it possible to standardize the work skill level of skilled and other workers at dam construction sites. In addition, this reduces the formwork in high workplaces, resulting in a reduction of work-related accidents.

(2) Effects of introduction of precast galleries

Effects of reducing the construction cost and the number of workers were 9% and 67% on the average at six dam construction sites into which precast galleries were introduced.

(3) Analysis of the effects

Although it is difficult to unequivocally discuss the effects of introduction of precast galleries because the effects depend on the scale of dam, the length of inspection galleries in the horizontal section, presence or absence of aggregate production equipment and other factors, the effects at the example construction sites are summarized as follows.

1) Effect of reducing the construction cost

The gallery construction cost is reduced by 10% as compared with the conventional construction methods.

2) Effect of reducing the number of workers

The number of workers is reduced to about 30% as compared with the conventional construction methods. The number of work-related accidents is expected to be reduced, although the number of work-related accidents is not necessarily proportional to the number of workers.

3) Effect of shortening work periods

The effect of shortening work periods seems to increase dramatically as the scale of dams increases.

## Chapter 5 Conclusion

Concrete measures to reduce the construction cost of individual dams need to be taken in each phase of dam construction projects. Because the measures are interrelated, it is necessary to study the measures and make advance preparations for the measures at an early stage.

On that occasion, it is important to have a good understanding of the items specific to the dam by referring to the results of the analyses in this document.

### \* Explanation of terms

(\*1) New RCD construction method

The new RCD construction method refers to an improved RCD construction method. Research and development is being carried out in the name of thin-layer RCD construction method. The thin-layer RCD construction method is the same as the RCD construction method in that the concrete for RCD is used and concrete is compacted using a vibration roller, but different from the RCD construction method in that the

thickness of concrete per lift is small, about 40 cm, a layer of concrete is placed on the entire face without dividing the face of dam body, and it is possible to simplify the treatment of horizontal construction joint face for 48 hours until concrete is placed in contact with hardened concrete.

Source: Japan Dam Engineering Center, **Advancements in RCD Construction Method and Technology**, Dec. 2005

(\*2) Trapezoidal CSG construction method

The trapezoidal CSG construction method is a method of constructing trapezoidal CSG dam, or a new type of dam. The trapezoidal CSG dam exploits the characteristics of the trapezoidal dam and the CSG dam construction method as well achieves three rationalizations, mainly the rationalization of materials, and the rationalization of design and construction, thereby reducing the effects on the environment.

The CSG construction method is a method of mixing base materials, such as riverbed gravel, with water and cement without making adjustments, such as classification, to the materials. The manufactured mixture is called CSG (Cemented Sand and Gravel.) The trapezoidal dam is a dam having a trapezoidal cross section that was proposed as a design of dam using the CSG.

Source: **Committee on Preparation of Technical Information on Trapezoidal CSG Dam, Technical Guidelines for Trapezoidal CSG Dam**, Nov. 2003

---

# APPENDIX 2 - LABYRINTH WEIRS

---

## 1. EXISTING LABYRINTHS

One drawback of free overflow spillways is their low specific discharge. A standard Creager type profile will have a unit flow per metre length of spillway close to  $2.15 h^{1.5}$ , where  $h$  is the upstream head over the spillway crest in metres. Such spillways are therefore costly due directly to their length and/or indirectly due to the loss of storage or head corresponding to the upstream head depth required for the design flood.

For over 50 years, labyrinth weirs have been used to increase specific discharge at weirs. They are generally conceived and proportioned based on similar design criteria:

- Reinforced concrete vertical walls upon a flat base
- Trapezoidal layout.

Most are for spillways with design discharges of between 100 and 1000 m<sup>3</sup>/s, with walls under 4 m high and with savings in terms of required head above spillway crest level close to 1 m as compared to a standard Creager profile. At least three are much larger structures with walls up to 9 m high and discharges in the range of 10 000 m<sup>3</sup>/s. The upstream head savings in these cases is close to 3 m.

The behaviour of these structures has been good but this solution has been used for only about 0.2% of all free overflow spillways. The vertical walls of such labyrinths may be built easily but they have three drawbacks:

- Vertical walls are not hydraulically favourable for large discharges.
- They may require significant reinforcement and base anchorage depending on their profile and on the hydraulic loading.
- While they have been used at some specific dam sites with large flat areas close to the reservoir, the base plan area they require does not lend itself to use on the crest of typical gravity dam sections.

## 2. NEW SOLUTION: P.K. WEIRS

Since 2000, studies and model tests have been made in: Algeria, China, France, India, Switzerland and Vietnam for labyrinth designs which may be placed upon normal gravity dam cross sections. The designs produced tried to optimise hydraulic efficiency as well as structural and economic requirements. Over 100 shapes were studied and many solutions proved possible, but the most favourable designs are based upon two principles:

- The layout of walls has a rectangular shape similar to piano keys, justifying the proposed name of Piano Keys Weirs (or P.K. Weirs).

- Those walls orthogonal to the flow are inclined. This is favourable hydraulically especially for large discharges and also allows the base width of the structure to be reduced, thus favouring its utilisation upon most spillways or gravity dams.

A design which appears cost efficient for most existing or new spillways is represented below. This model (model A) has upstream and a downstream overhangs of equal length.

The proposed ratio N between the developed plan length of wall and overall spillway length is close to 5. An increase of this ratio does not usually seem cost effective.

Where this ratio of 5 is used, the proportions of other aspects of the P.K. Weir can be taken as follows, based on H (in metres) which is the maximum height of the labyrinth walls, see Fig.1.

The suggested upstream head over the weir crest, h, should be between 0.4 H and 2 H.

Within these limits, the discharge per metre of spillway q (in m<sup>3</sup>/s) is close to

$$q = 4.3 h \sqrt{H} \quad \text{as compared to } 2.15 h \sqrt{h} \quad \text{for a Creager weir.}$$

It is thus  $2 \times \sqrt{\frac{H}{R}}$  the discharge of a Creager weir for same nappe depth.

As with Creager weirs, the estimated discharge may be reduced by 5 or 10% in the case of short weirs due to interference effects from the end abutments.

For h = 0.4 H, the discharge is 3 times the discharge of a Creager weir. For the same discharges, the associated saving in upstream head over the crest as compared with a Creager weir is close to 0.5 H. For the same head h, the increase of discharge is 1.5 to 2.5 H $\sqrt{H}$ .

To improve the hydraulic efficiency when the design conditions do not limit the height of the P.K. Weir, it is generally more economic to increase H and to keep same proportions as suggested, rather than to increase the value of the N ratio. Suggested dimensions are of course only indications and are subject to adaptation according to local requirements.

P.K. Weir can be made of reinforced concrete, either precast or in situ. In the case of low height walls, thickness may be governed by practical steel fixing requirements. Where H is less than 2 m, it may be simpler to adopt complete steel fabrication, with stiffeners if necessary. Such a solution is certainly advisable where H is less than 1 m. The cost per metre of spillway length is generally proportional to H.

### 3. ALTERNATIVE SHAPES AND MODELS

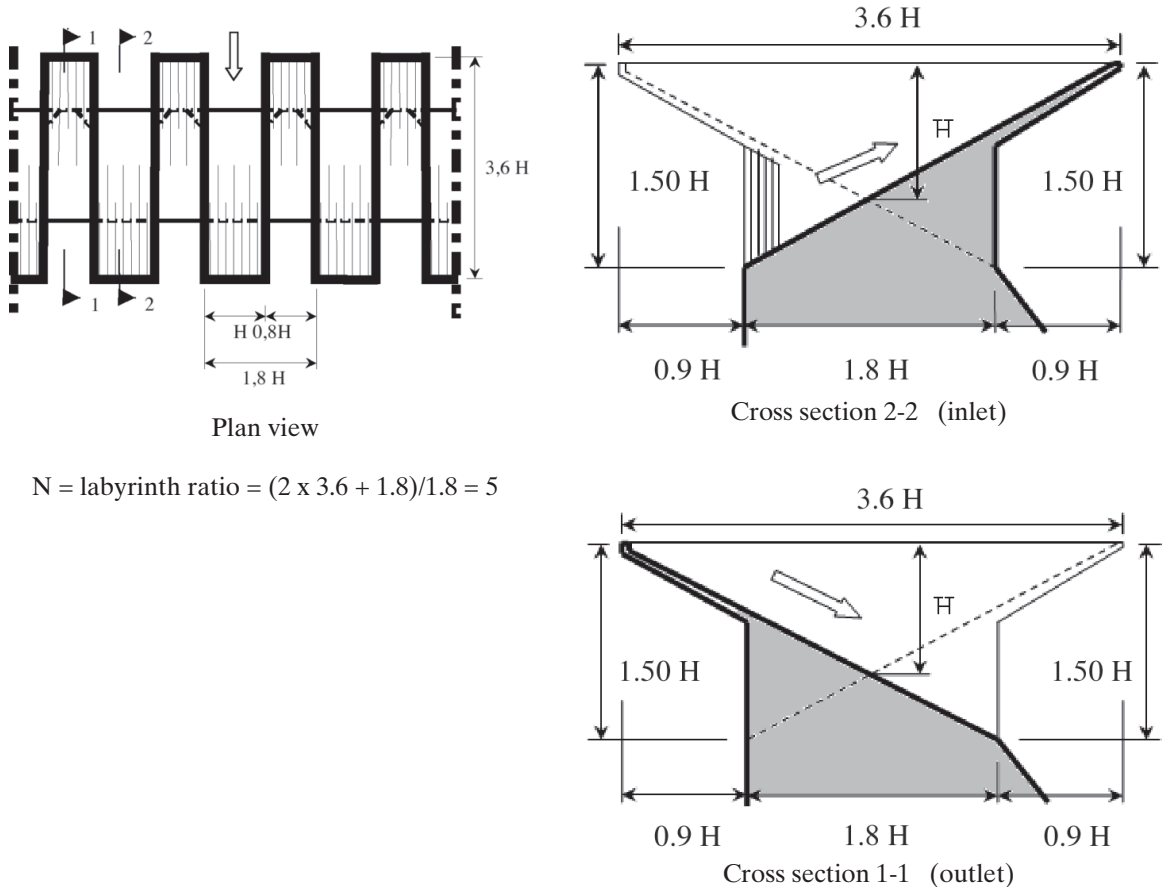
It is possible for about the same cost and discharge, to slightly modify the weir shape as shown on Fig 2. This favours the early discharge of floating debris and a stepped downstream part of the spillway (Fig. 3).

Other models, also rectangular in plan shape and with walls inclined in the flow direction, have been successfully tested, but with different overhang arrangements. For instance, model B has a longer upstream hangover and no downstream hangover, see Fig 4. This produced a slightly increased discharge for small values of  $h$ .

**4. UTILISATION**

Compared to Creager type weir profiles, P.K. Weirs may divide by a factor of about 3 the spillway lengths required at fill dams or by 2 the upstream head required at any weir.

For existing free flow spillways they may be used to enhance freeboard and increase safety or to increase storage at low cost. They may be used as emergency spillways associated with an existing or new gated spillway, using the freeboard for discharging part of any exceptional floods. For instance, a freeboard of 4 m could be used to discharge an additional 40 to 50 m<sup>3</sup>/s per metre of spillway. As there is also much air entrainment in flows from P.K. Weir and other labyrinth structures, energy dissipation is enhanced and, for moderate discharges, any downstream erosion may be much reduced.



$$N = \text{labyrinth ratio} = (2 \times 3.6 + 1.8) / 1.8 = 5$$

Fig. 1  
 Design suggestion for P.K. Weir type A  
 (The scale of cross sections is 1.5 the scale of plan view)

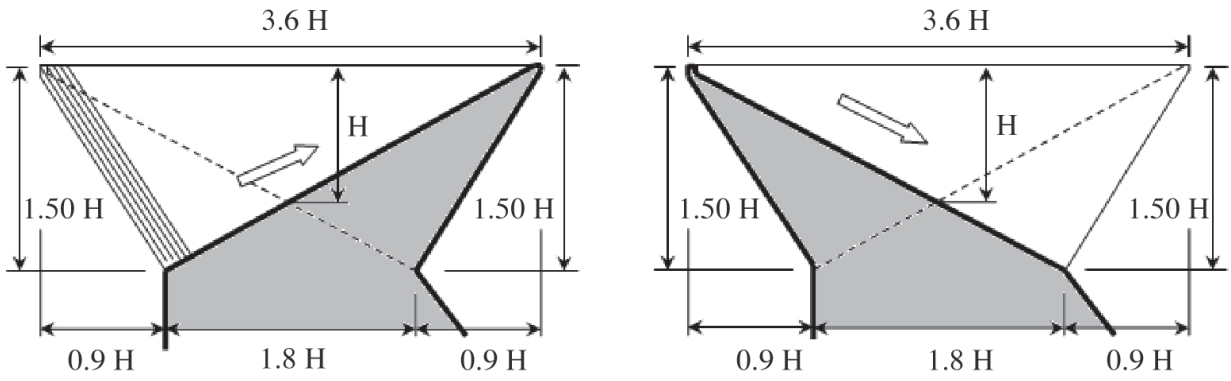


Fig. 2  
Alternative shapes for P.K. Weir type A

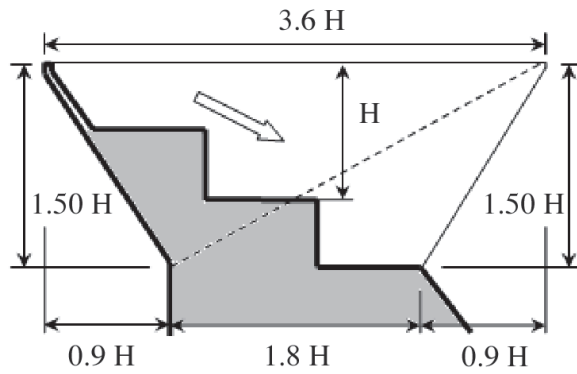


Fig. 3  
Alternative shape with downstream steps  
(Outlet cross section)

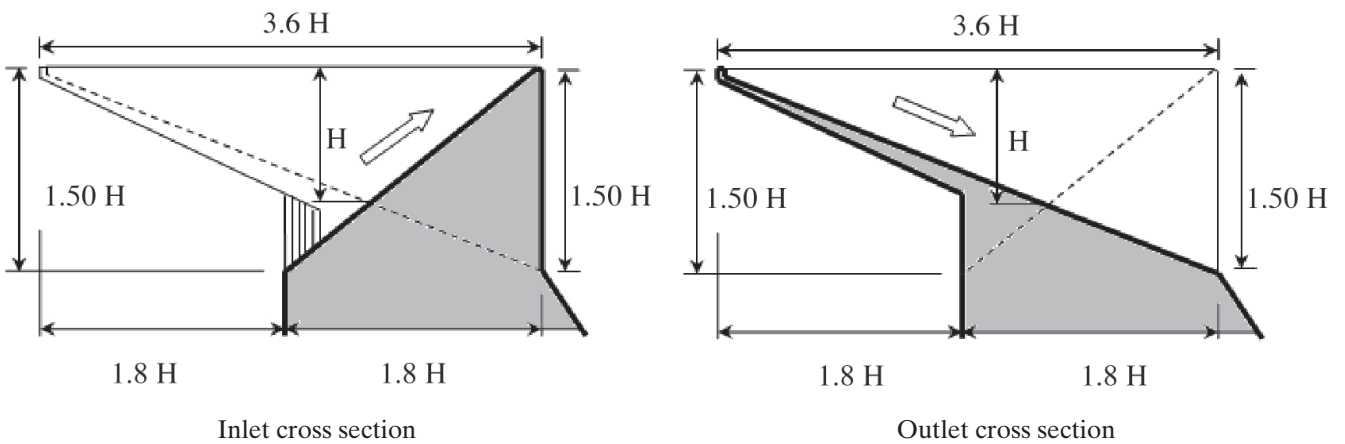


Fig. 4  
Design suggestion for P.K. Weir type B



---

# APPENDIX 3 - CONCRETE FUSE PLUGS

---

## 1. TECHNICAL ASPECT

### *Principle*

Concrete fuse plugs are simple massive blocks placed side by side on a spillway sill. They are free standing and stable until the water level in the reservoir reaches a certain elevation and they start tilting when this elevation is exceeded. They may be designed to tilt before being overtopped and, in such a case, will have a significant height compared to their thickness.

The present appendix only dealt with concrete fuse plugs which require a significant overtopping before tilting. Such fuse plugs can be designed for overtopping by quite a significant upstream depth "h", which can be several times the block height "H". This type of fuse plug has a significant length and thickness compared to its height. Its upstream upper corners may also be trimmed to ease overflow discharge. Model tests have shown that floating debris has no significant effects on the water levels at time of tilting.

Elements, or blocks, placed on the same sill may have the same height but different thickness, so that they tilt at different water elevations. The water elevations for tilting can be calculated quite accurately based on horizontal water loading combined with predictable uplift pressures. To ensure that the magnitude of uplift pressure under each block develop as required, a hollow area can be provided under each block which is wide open at the upstream side and completely closed and watertight at the downstream side, as shown on Fig.1. To ensure that the blocks are correctly bedded in normal use and before tilting, it is necessary to use few unsealed supports under their upstream parts.

### *General arrangements*

Model tests suggest that intermediate walls should preferably be placed between the fuse plugs. These walls, which can be designed as a part of the spillway sill, will help maintain the water nappe over those plugs adjacent to the tipped one. This will also ensure that the water elevations triggering the tipping of each element can be calculated and predicted more accurately. These walls do not need to be very large or thick to be efficient. General arrangements are shown on Figs. 2. to 4. At least 4 to 5 blocks of different thickness should be used along a spillway to give a progressive tilting as the water level rises.

To ensure correct tilting and avoid sliding, each block should preferably abut a small support ridge, or abutment fixed downstream on the spillway sill, for example as shown in Fig 1. Alternatively inclined steel bars can be used, anchored into the sill.

Block extremities must be designed to avoid friction against adjacent blocks or the separating walls. This can be achieved in different ways such as by chamfering the extremities so that one face is slightly longer than the other, see Fig. 3.

It is advisable to ensure correct aeration of the water nappe to avoid vibration. This is usually simple to achieve by means of pipes embedded into the intermediate walls.

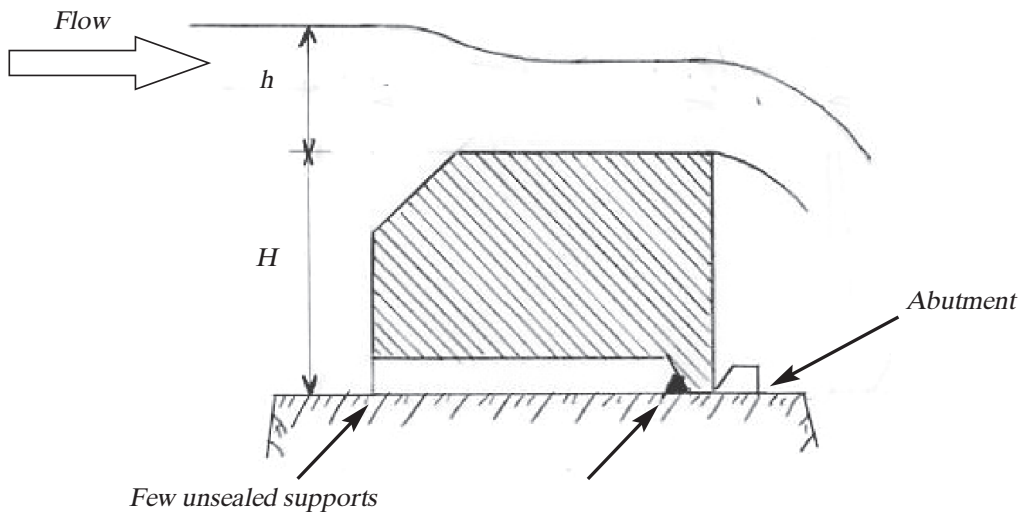


Fig.1  
Concrete fuse plug overtopped by flood

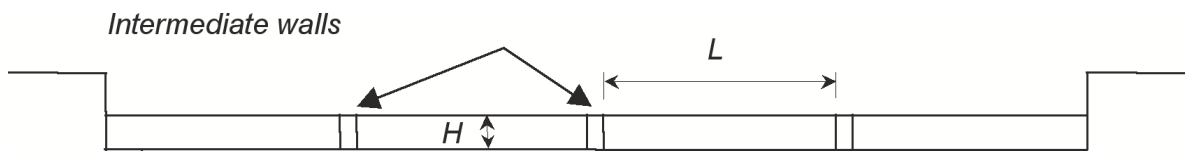


Fig. 2  
Front view of the spillway

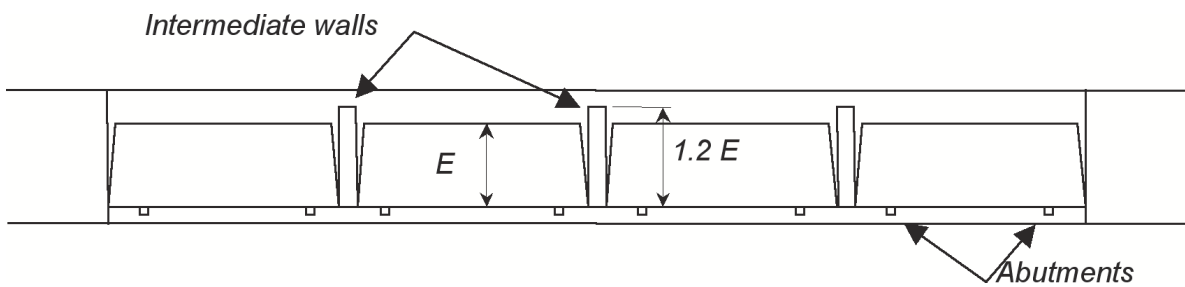


Fig. 3  
Plan view of the spillway

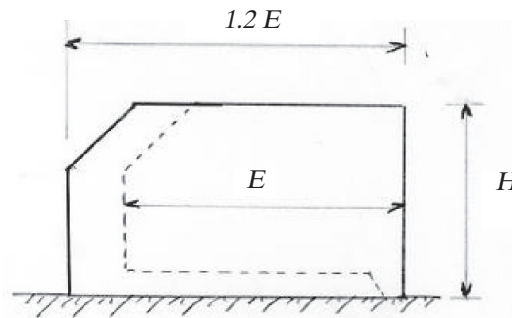


Fig. 4  
Intermediate wall

### *Preliminary design*

Model tests already performed have helped establish the ratio between the thickness of a block and the water level at time of tilting. For preliminary purposes the simplified formula :

$h = E - 0.4 \times H$ , may be used, where;

h = the upstream water depth over the fuse plug

E = the upstream to downstream base width of the fuse plug, and

H = the height of the fuse plug

This relationship may be used for blocks having the same general shape as described above, with a hollow section of about 10% of the block height H and with a concrete density in the order of 2.3 t/m<sup>3</sup>. A block with a thickness, E, equivalent to 1.5 times its height H, tilts at a nappe depth h, which is approximately 1,1 times height H. Concrete density variations of 5% will lead to variations of about 10% in the nappe depth at the time of tilting.

## **2. CONSTRUCTION**

Blocks can be prefabricated or built in situ. In the case of blocks built in situ on an existing spillway, they can be built, for instance, using a clay plug for improving downstream water tightness, see Fig. 5. The construction phases shown on Fig. 5 comprise:

1. Levelling the spillway sill.
2. Laying materials to form the chamber. Such materials may be of any kind provided they are easy to remove after block concreting. At the downstream extremity, clayey sand will be used to plug possible leakage at the seal location.
3. Laying a plastic membrane above the materials and under the downstream plug area.
4. Concreting the block.
5. Taking out of the materials (except the downstream plug) using few unsealed supports.

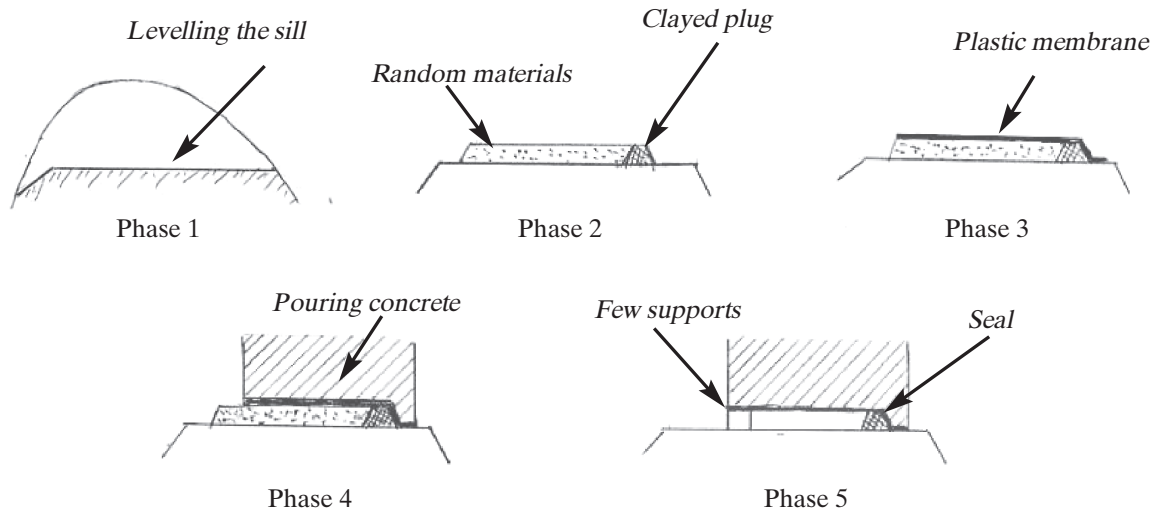


Fig. 5  
Construction phases with clay plug

Another solution for downstream water tightness may be, instead of using a clay plug, to lay a rubber seal on the spillway sill, underneath the downstream extremity of the block, see Fig. 6.

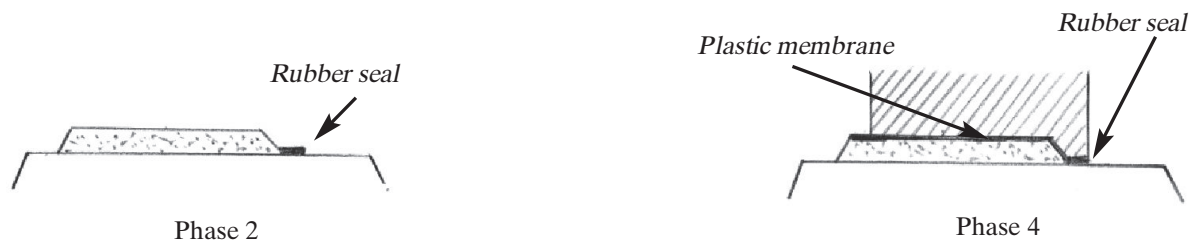


Fig. 6  
Construction phases with rubber seal

### 3. UTILIZATION AND QUANTITIES

#### *Scope of Utilisation*

Concrete fuse plugs may be used for new dams. In such case, it is possible, with about the same quantity of concrete and cost, to double the flow of the extreme flood discharged through the spillway.

They may also be used to improve existing free overflow spillways either by increasing spillage, after lowering the sill, or by increasing reservoir storage (installing higher units) or by combining both, as shown on Figs. 7 and 8.

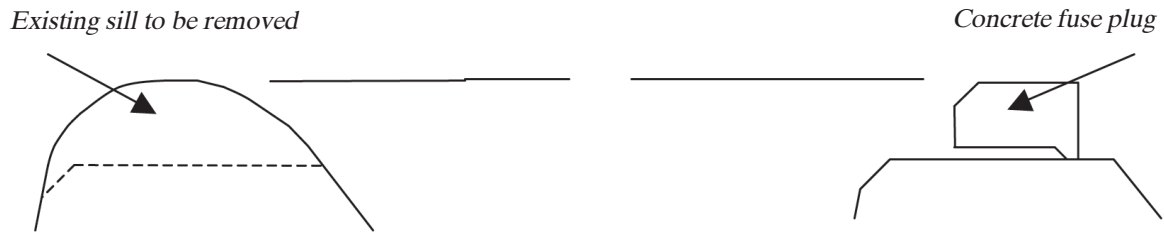


Fig. 7  
Improving safety

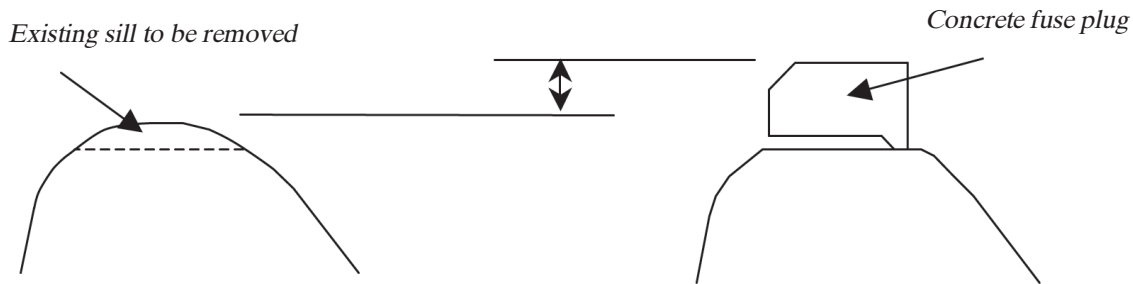


Fig. 8  
Increasing storage

### *Conditions of utilisation*

When fixing the design criteria and determining at which flow each block will tilt, the designer has to face two opposite constraints:

- for economic reason, not allowing the blocks to tilt too frequently and lose water,
- for safety reason, to keep a reasonable freeboard between the dam crest and the water level at the time of tilting in the case of the last block.

These criteria have of course to be fixed case by case, depending on local data and on the objective being pursued, but experience has shown that most often;

- concrete fuse plugs should be designed to tilt at floods of between about 1 in 20 years and one in 100 years, or more,
- when heightening an existing free-flow spillway, the block height should not exceed more than about 0.25 times the distance between the dam crest and the spillway sill.

After the tilting of one or several blocks, their replacement by the fabrication of new blocks may take some time, during which corresponding water storage is lost. To remedy such situations it is possible to use temporary flash boards, such as wood boards supported by vertical steel pipes, until new blocks are placed. That can be achieved very quickly, even the day after the flood, provided that appropriate fixing holes for the pipes have been previously drilled into the spillway sill, before placing the initial concrete fuse plugs, and provided that some low cost pipes and boards are stored and available.

## *Quantities*

Generally less than 1 m<sup>3</sup> of new concrete block are necessary in order to increase discharge capacity by 1 m<sup>3</sup>/s. For an existing free flow spillway, that also implies that for each 1 m<sup>3</sup>/s flow increase, about 2 m<sup>3</sup> of concrete will need to be removed for every 1 m<sup>3</sup> of replacement block. In the case of new dams, it means that using blocks instead of a Creager sill increase significantly the safety for the same concrete quantity and for about the same cost.

Imprimerie de Montligeon  
61400 St Hilaire le Châtel  
Dépôt légal : Janvier 2011  
N° 25679  
ISSN 0534-8293





---

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
61, avenue Kléber, 75116 Paris  
Téléphone : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22  
<http://www.icold-cigb.org/>