

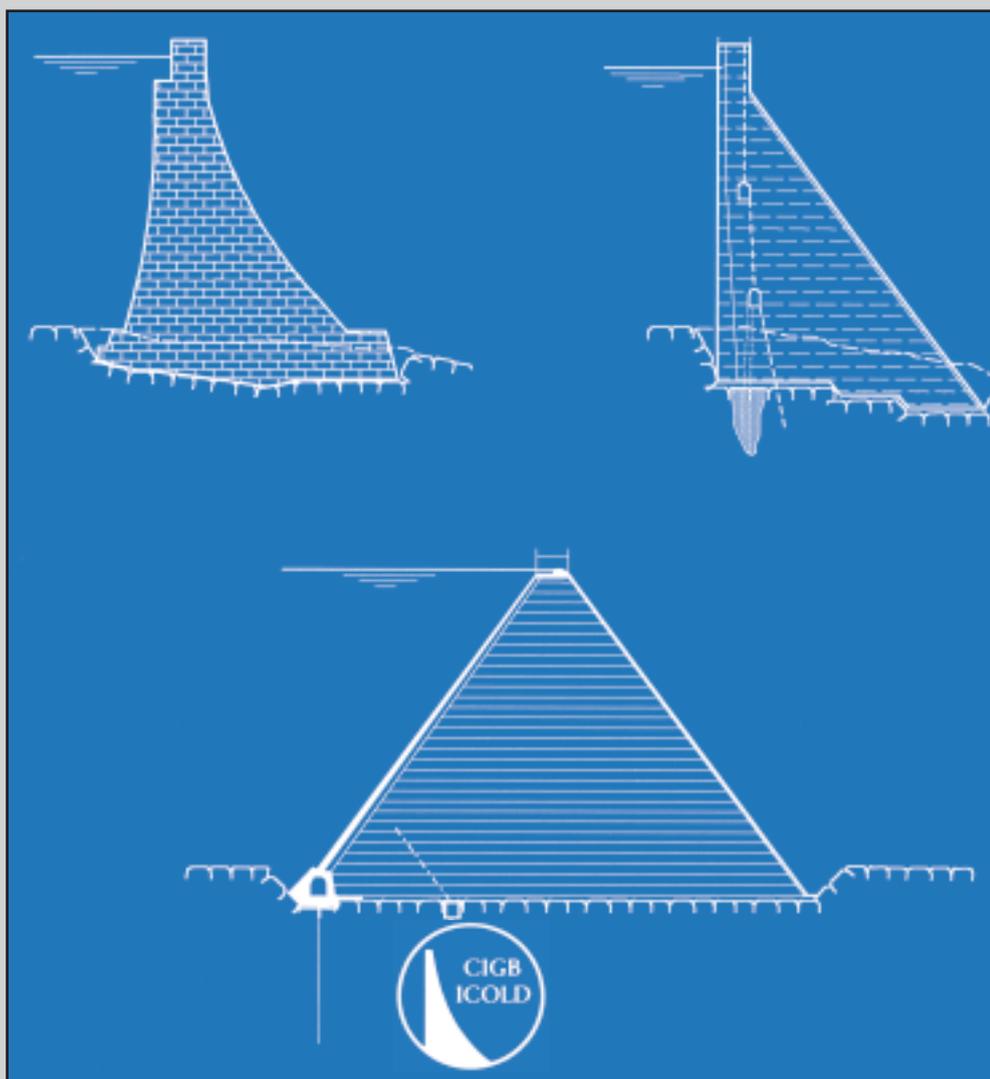
THE GRAVITY DAM A DAM FOR THE FUTURE

Review and recommendations

LE BARRAGE-POIDS UN BARRAGE D'AVENIR

Synthèse et recommandations

Bulletin 117



2000

Original text in English
French translation by Y. Le May

*Texte original en anglais
Traduction en français par Y. Le May*

THE GRAVITY DAM A DAM FOR THE FUTURE

Review and recommendations

LE BARRAGE-POIDS UN BARRAGE D'AVENIR

Synthèse et recommandations

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71
E-mail : secretaire.general@icold-cigb.org - Site : www.icold-cigb.org.

COMMITTEE ON COST OF DAMS
COMITÉ DU COÛT DES BARRAGES
(1991-2000)

Chairman/Président

France/France

F. LEMPÉRIÈRE

Members/Membres

Algeria/Algérie

A. BOUTAGHOU

Austria/Autriche

R. PETTER

Brazil/Brésil

J.M. FRANCO FILHO (1)

Canada/Canada

K. MURPHY

China/Chine

J. ZHANG

Germany/Allemagne

J. KONGETER

India/Inde

D.G. KADKADE

Indonesia/Indonésie

SURYONO (2)

A.F. FIRMAN (3)

Iran/Iran

E. RAMAZANI (4)

B. HAZRATI (5)

Italy/Italie

A. MARCELLO

Japan/Japon

T. YAMAMURA (6)

T. NISHIKIORI (7)

R. KATAMURA (8)

H. KADOUNO (9)

Korea/Corée

S.K. KIM

Morocco/Maroc

A. CHRAIBI

Norway/Norvège

K. MATHISMOEN (10)

T. KONOW (11)

Russia/Russie

S. LASHCHENOV

South Africa/Afrique du Sud

W.S. CROUCAMP

Spain/Espagne

R. DEL HOYO

United Kingdom/Royaume-Uni

P. MASON

USA/États-Unis

J.D. SMART

Yugoslavia/Yougoslavie

K. NEIMAREVIC

(1) Member until 1999/Membre jusqu'en 1999

(2) Member until 1997/Membre jusqu'en 1997

(3) Member since 1997/Membre depuis 1997

(4) Member until 1997/Membre jusqu'en 1997

(5) Member since 1997/Membre depuis 1997

(6) Member until 1994/Membre jusqu'en 1994

(7) Member from 1994 to 1997/Membre de 1994 à 1997

(8) Member from 1997 to 1999/Membre de 1997 à 1999

(9) Member since 1999/Membre depuis 1999

(10) Member until 1999/Membre jusqu'en 1999

(11) Member since 1999/Membre depuis 1999

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. QU'EST-CE QU'UN BARRAGE-POIDS?
3. ÉVOLUTION DE LA CONCEPTION ET DU COÛT
4. LEÇONS TIRÉES DES RUPTURES ET DU VIEILLISSEMENT
5. COMMENT RENDRE LES BARRAGES-POIDS MOINS CHERS ET PLUS SÛRS
6. DISPOSITIFS D'AUSCULTATION DES BARRAGES-POIDS
7. CONCLUSIONS
8. BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. WHAT IS A GRAVITY DAM?
3. EVOLUTION OF DESIGN AND COST
4. LESSONS FROM FAILURES AND AGEING
5. HOW TO MAKE GRAVITY DAMS CHEAPER AND SAFER
6. INSTRUMENTATION OF GRAVITY DAMS
7. CONCLUSIONS
8. BIBLIOGRAPHY

APPENDICES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	10
1. INTRODUCTION	12
2. QU'EST-CE QU'UN BARRAGE-POIDS ?	14
2.1. Historique	14
2.2. Point de vue du profane sur les barrages-poids	14
2.3. La vérité sur les barrages-poids	16
3. ÉVOLUTION DE LA CONCEPTION ET DU COÛT.....	20
3.1. Conception	20
3.1.1. Maçonnerie.....	20
3.1.2. Béton.....	20
3.1.3. BCR (Béton Compacté au Rouleau).....	22
3.1.4. Évolution de la conception.....	22
3.2. Coût	24
3.3. Comparaison économique entre barrages-poids et barrages en remblai	28
3.4. Comparaison économique entre barrages-poids, voûte, à voûtes multiples et à contreforts.....	32
3.5. Solutions BCR et remblai dur.....	34
3.6. Barrages mixtes en BCR (remblai dur) et remblai.....	38
4. LEÇONS TIRÉES DES RUPTURES ET DU VIEILLISSEMENT	40
4.1. Statistiques et analyse des ruptures.....	40
4.2. Facteurs de vieillissement	44
4.3. Leçons pour le futur	46
5. COMMENT RENDRE LES BARRAGES-POIDS MOINS CHERS ET PLUS SÛRS	50
5.1. Adaptation du profil en travers du barrage au site	50
5.1.1. Influence des matériaux disponibles pour la fabrication du béton	50
5.1.2. Adaptation du profil en travers du barrage à une fondation de faible résistance.....	60
5.2. Maîtrise des sous-pressions dans le corps du barrage	66
5.2.1. Maîtrise des sous-pressions et matériaux de construction.....	66
5.2.2. Conception du masque amont.....	68

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD.....	11
1. INTRODUCTION	13
2. WHAT IS A GRAVITY DAM?	15
2.1. History.....	15
2.2. Layman’s approach to gravity dams.....	15
2.3. The truth about gravity dams	17
3. EVOLUTION OF DESIGN AND COST	21
3.1. Design	21
3.1.1. Masonry	21
3.1.2. Concrete.....	21
3.1.3. RCC.....	23
3.1.4. Evolution of design.....	23
3.2. Cost	25
3.3. Economic comparison of gravity and embankment dams	29
3.4. Economic comparison of gravity, arch, multiple-arch, and buttress dams	33
3.5. RCC solutions and hardfill	35
3.6. Composite RCC (hardfill) and embankment dams.....	39
4. LESSONS FROM FAILURES AND AGEING	41
4.1. Failure statistics and analysis.....	41
4.2. Ageing factors	45
4.3. Lessons for the future.....	47
5. HOW TO MAKE GRAVITY DAMS CHEAPER AND SAFER.....	51
5.1. Dam section adapted to site	51
5.1.1. Influence of materials available for concrete manufacturing	51
5.1.2. Adjusting the dam section to weak rock foundation.....	61
5.2. Uplift control in the dam body.....	67
5.2.1. Uplift control and construction materials.....	67
5.2.2. Upstream facing design.....	69

5.3.	Conception de la crête et de l'évacuateur de crue.....	70
5.3.1.	Évacuateur de surface à seuil libre	70
5.3.2.	Évacuateurs de surface vannés	72
5.3.3.	Éléments fusibles	74
5.3.4.	Crête du barrage dans les sections non déversantes.....	76
5.4.	Barrages de moins de 30 m de hauteur	76
5.4.1.	Généralités	78
5.4.2.	Barrages existants	78
5.4.3.	Barrages et évacuateurs de crue futurs	78
5.5.	Barrages de maîtrise des crues	82
5.6.	Batardeaux	82
5.7.	Barrages composites.....	82
5.7.1.	Section non déversante	84
5.7.2.	Évacuateurs de crue	86
5.8.	Spécifications et contrôle des travaux	90
5.8.1.	Maçonnerie.....	90
5.8.2.	Béton vibré classique.....	90
5.8.3.	BCR.....	90
6.	DISPOSITIFS D'AUSCULTATION DES BARRAGES-POIDS	92
6.1.	Buts de l'auscultation	92
6.2.	Dispositifs d'auscultation pour la vérification du projet.....	92
6.3.	Contrôle de santé.....	94
6.4.	Systèmes d'alerte et plans d'évacuation.....	96
7.	CONCLUSIONS.....	100
8.	BIBLIOGRAPHIE.....	104
	ANNEXES	107
	Annexe A - Le barrage en remblai dur à profil symétrique - Spécifications	108
	1. Épaisseur des couches.....	108
	2. Masque amont.....	108
	Annexe B - Le barrage en remblai dur à profil symétrique - Conception du masque amont	112
	1. Barrage de Marathia, dans l'île de Myconos (Grèce)	112
	2. Barrage de Papadiana, en Crète	114
	3. Barrage de compensation de Moncion, en République Dominicaine	116
	4. Barrage de Zrizer, au Maroc.....	118
	Annexe C – Ruptures du barrage de Bouzey (1884 et 1895).....	122
	1. Première rupture (1884)	122
	2. Deuxième rupture (1895)	124

5.3. Crest and spillway design.....	71
5.3.1. Ungated surface spillway	71
5.3.2. Gated surface spillways.....	73
5.3.3. Fuse plugs	75
5.3.4. Top of dam in non-overflow zones	77
5.4. Dams less than 30 m high.....	77
5.4.1. Background	79
5.4.2. Existing dams	79
5.4.3. Future spillways and dams.....	79
5.5. Flood-control dams.....	83
5.6. Cofferdams	83
5.7. Composite dams.....	83
5.7.1. Non-spilling section	85
5.7.2. Spillways	87
5.8. Specifications and works control	91
5.8.1. Masonry	91
5.8.2. Conventional vibrated concrete.....	91
5.8.3. RCC.....	91
6. INSTRUMENTATION OF GRAVITY DAMS	93
6.1. Objectives of instrumentation.....	93
6.2. Instrumentation for design check	93
6.3. Health monitoring	95
6.4. Alarm systems and evacuation plans.....	97
7. CONCLUSIONS.....	101
8. BIBLIOGRAPHY	104
APPENDICES	107
Appendix A - The Faced Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) - Specifications	109
1. Thickness of layers	109
2. Upstream facing.....	109
Appendix B - The Faced Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) - Upstream facing design.....	113
1. Marathia dam on Myconos Island in Greece	113
2. Papadiana dam in Crete.....	115
3. Moncion afterbay dam, in the Dominican Republic.....	117
4. Zrizer dam in Morocco	119
Appendix C – Bouzey dam failures (1884 and 1895).....	123
1. First failure (1884).....	123
2. Second failure (1895)	125

LISTE DES FIGURES

- Fig. 1. Barrages-poids
- Fig. 2. Évolution du profil des barrages français en maçonnerie
- Fig. 3. Coût équivalent du m³ en fonction du coût de la main-d'œuvre
- Fig. 4. Calcul de stabilité d'un barrage-poids
- Fig. 5. Résistance à un déversement par-dessus le barrage
- Fig. 6. Barrage-poids sur une fondation de mauvaise qualité
- Fig. 7. Barrage à profil symétrique (en remblai dur) sur une fondation de mauvaise qualité
- Fig. 8. Profils d'évacuateur de crue à seuil libre
- Fig. 9. Évacuateur de crue en labyrinthe
- Fig. 10. Renforcement d'un barrage en maçonnerie
- Fig. 11. Barrage composite enrochement - BCR
- Fig. 12. Barrage composite - section non déversante
- Fig. 13. Barrage composite - section déversante
- Fig. 14. Barrage composite - section déversante - vue en plan
- Fig. B1. Barrage de Marathia (Grèce)
- Fig. B2. Barrage de Papadiana (Grèce)
- Fig. B3. Barrage de compensation de Moncion (République Dominicaine)
- Fig. B4. Barrage de Zrizer (Maroc)
- Fig. C1. Ruptures du Barrage de Bouzey (France)

LIST OF FIGURES

- Fig. 1. Gravity dams
- Fig. 2. Profile evolution of French masonry dams
- Fig. 3. Equivalent cost of m³ versus labor cost
- Fig. 4. Gravity dam stability analysis
- Fig. 5. Resistance to overtopping
- Fig. 6. Gravity dam on poor foundation
- Fig. 7. Symmetrical dam (FSHD) on a poor foundation
- Fig. 8. Spillway profile
- Fig. 9. Labyrinth spillway
- Fig. 10. Masonry dam reinforcement
- Fig. 11. Rockfill - RCC composite dam
- Fig. 12. Composite dam – non spilling section
- Fig. 13. Composite dam – spilling section
- Fig. 14. Composite dam – spilling section – plan view
- Fig. B1. Marathia dam (Greece)
- Fig. B2. Papadiana dam (Greece)
- Fig. B3. Moncion afterbay dam (Dominican Republic)
- Fig. B4. Zrizer dam (Morocco)
- Fig. C1. Bouzey dam failures (France)

AVANT-PROPOS

Le Barrage-Poids : un barrage d'avenir

Les 35 000 barrages de plus de 15 m construits depuis 1930 comprennent :

- 30 000 barrages en remblai (dont 20 000 construits manuellement) : plus de cent se sont rompus,
- 3 000 barrages-poids en béton : aucun ne s'est rompu.

L'utilisation de cette solution très sûre, pour moins de 10 % des barrages, résultait surtout de comparaisons économiques, mais aussi d'une standardisation excessive des barrages-poids ne permettant pas l'adaptation optimale aux conditions locales très variées.

Diverses raisons devraient augmenter beaucoup dans le futur la part des barrages-poids :

- L'augmentation probable des coûts de main-d'œuvre dans les pays en voie de développement, éliminant les remblais manuels,
- La prise en compte de crues plus rares, ce qui favorise les structures en béton,
- Les très grandes possibilités offertes par le BCR.

Mais la pleine utilisation de ces opportunités nécessite une profonde révision des approches traditionnelles et un choix beaucoup plus large des profils, matériaux, étanchéités, spécifications, et l'emploi éventuel de solutions composites, permettant une solution optimisée pour toutes les conditions locales. Les projets de barrages-poids du 21^e siècle pourraient être aussi variés que les projets de barrages en remblai au 20^e siècle. Des fondations de qualité médiocre pourraient être utilisées plus souvent en adaptant les projets.

Ce Bulletin est basé sur l'histoire des barrages et leurs accidents, sur l'analyse théorique et l'examen des méthodes de construction. Il a été préparé par un groupe d'ingénieurs français, M. Lino étant le coordinateur et un auteur principal, avec une large coopération de P. Londe, Président Honoraire de la CIGB, et de J. Launay, et a bénéficié des conseils de A. Goubet.

Nous pensons qu'ils méritent nos remerciements pour ces vues nouvelles sur un sujet ancien en pleine évolution.

F. Lempérière
Président du Comité du Coût des Barrages

FOREWORD

The Gravity Dam : a dam for the future

35 000 dams higher than 15 m have been built since 1930, including :

- 30 000 fill dams (20 000 hand made by low cost labour) : over 100 failed.

- 3 000 concrete gravity dams : none failed.

Utilizing such a safe solution for less than 10 % of past dams was mainly due to economic comparisons; moreover the extreme standardization of gravity dam design did not allow it to be optimized for very different local conditions.

A more important future for gravity dams will be due to :

- Actual labour cost increases in developing countries, eliminating hand made fill dams.
- Increased design flood criteria favouring concrete structures.

- Key possibilities offered by RCC.

But full utilization for relevant opportunities needs a deep review of traditional habits and a much wider choice of cross sections, materials, waterproofing, specifications, possibly composite solutions, ... optimized for all conditions of each dam site. Designs of 21st century gravity dams could vary as much as fill dam designs during the 20th century. Lower quality foundations could often be accepted through suitable designs.

This Bulletin is based upon dam history and accidents, theoretical analysis and review of practical construction methods. It has been prepared by a group of French engineers, M. Lino being the coordinator and a key author, with extensive co-operation by P. Londe, ICOLD Honorary President, and J. Launay, and advice from A. Goubet.

We feel that they deserve all our thanks for the new views about an old but very challenging subject.

F. Lempérière
Chairman, Committee on Cost of Dams

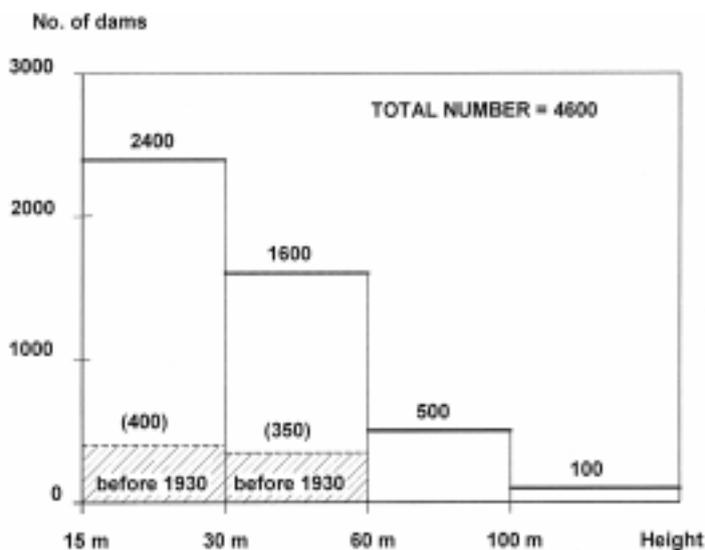
1. INTRODUCTION

Les statistiques de la CIGB sur les grands barrages (Registre Mondial des Barrages, 1998) indiquent qu'il y a environ 4 600 barrages-poids dans le monde (Fig. 1), ce qui représente 10 % du nombre total de barrages et 25 % des barrages de plus de 30 m de hauteur. La plupart de ces barrages-poids sont en béton, mais plus de 1 000 sont en maçonnerie, incluant de nouveaux barrages en cours de construction en Chine et en Inde. Plus de la moitié des 750 barrages-poids construits avant 1930 sont en maçonnerie, ce matériau posant des problèmes spécifiques concernant les barrages anciens.

À ces barrages-poids pris en compte dans les statistiques doivent être ajoutés les milliers d'évacuateurs de crue, de type poids, associés aux barrages en remblai, un grand nombre de ces évacuateurs ayant plus de 30 m de hauteur.

Au cours des 20 dernières années, *la technologie du BCR* (béton compacté au rouleau) a donné un regain de vie à ce type ancien de barrage par suite des économies substantielles de coût en résultant. Cela a entraîné une brusque augmentation du nombre de barrages-poids, celui des barrages en BCR atteignant actuellement 200, avec des hauteurs maximales proches de 200 m.

Il est évident que les nouveaux développements techniques vont conduire à une augmentation du nombre de barrages-poids dans le monde. Le présent Bulletin examine les *moyens pouvant réduire le coût* de nouveaux barrages-poids sans compromettre leur sécurité. En même temps, nous devons continuer à exploiter un grand nombre de barrages-poids vieillissant. Le Bulletin traite également des méthodes destinées à assurer la sécurité de barrages en service, en fonction du matériau : béton classique, maçonnerie, BCR.



1 INTRODUCTION

ICOLD statistics on large dams (World Register of Dams, 1998) indicate that there are some 4600 gravity dams in the world (see Fig. 1). They represent 10 % of all dams but as much as 25% of those higher than 30 m. Most of them are made of concrete but more than 1000 are made of masonry, including new dams still being built in China and India. Masonry accounts for more than half of the 750 gravity dams built before 1930, and raises specific problems related to old dams.

To the number of gravity dams taken into account in the statistics must be added the thousands of gravity spillways which are associated with embankment dams, many of these spillways being more than 30 m high.

In the last 20 years, *RCC technology* has given a new lease of life to this old type of dam by inducing substantial cost savings. As a result there has been a sudden increase in the number of gravity dams, the number of RCC dams totalling 200 at present, with maximum heights approaching 200 m.

It is obvious that there are going to be more and more gravity dams in the world, using new technical developments. This Bulletin discusses the possible *ways and means for further reducing the cost* of new gravity dams, without impairing their safety. At the same time we have to live with a large population of ageing gravity dams. Consideration is also given to the best procedures for ensuring the safety of existing dams, depending on the material: conventional concrete, masonry, RCC.

Fig.1
Gravity dams
Barrages-poids

No. of dams
Height (m)
Total number = 4600
 Before 1930

Nombre de barrages
Hauteur (m)
Nombre total = 4 600
 *Avant 1930*

2. QU'EST-CE QU'UN BARRAGE-POIDS ?

2.1. HISTORIQUE

Les premiers barrages-poids, réalisés en maçonnerie, remontent aux temps anciens. Aux environs de 700 avant J-C, Sennacherib, roi d'Assyrie, fournit de l'eau à Nineveh en construisant une série de petits barrages dont les vestiges sont toujours visibles. La maçonnerie était constituée de pierres de grès et de calcaire, le parement amont était vertical et le parement aval en marches d'escalier. Le barrage de Marib, construit aux environs de 500 avant J-C dans la région appelée Yémen aujourd'hui, atteignit la hauteur sans précédent de 14 m après plusieurs surélévations et fut exploité pendant près de 1 000 ans. Son évacuateur de crue était un barrage-poids en maçonnerie.

Les Romains firent des pas décisifs dans la construction des barrages-poids en introduisant le béton et le ciment aux pouzzolanes. De nombreux barrages romains sont encore debout dans diverses régions autour de la Méditerranée, telles que l'Espagne, le Liban, la Libye. Le plus haut barrage-poids romain qui, avec une hauteur de plus de 40 m, a tenu le record du monde de tous les barrages pendant 1 250 ans, fut construit en 50 après J-C par l'empereur Néron pour son propre plaisir.

Après les Romains et jusqu'au 19^e siècle, peu de progrès furent réalisés dans la conception et la construction des barrages-poids.

Dans le passé, la seule méthode de validation d'une conception était l'essai grandeur nature lors du premier remplissage. Aucun concept intellectuel n'était disponible et les ingénieurs, ou plutôt les architectes, devaient se reposer entièrement sur leur intuition et leur expérience personnelle. Aussi fallut-il tant de temps – et tant de ruptures – pour connaître clairement le comportement mécanique des barrages. Les premières analyses scientifiques de barrages-poids furent effectuées en 1853 par de Sazilly qui utilisa la théorie de la poutre proposée par Navier. Cinq ans plus tard, Delocre établit le projet du barrage-poids de Furens, de 50 m de hauteur, en France, avec calcul des contraintes par une méthode peu différente de celle qui est utilisée aujourd'hui. Cependant, les hésitations et les controverses ne prirent pas fin.

2.2. POINT DE VUE DU PROFANE SUR LES BARRAGES-POIDS

Il est courant d'entendre les déclarations suivantes, même venant d'ingénieurs de la profession :

- Un barrage-poids est un corps homogène et rigide, constitué de bon béton, qui résiste à la charge d'eau par son propre poids,
- C'est une structure statiquement bien définie, facile à analyser,
- La sous-pression doit être prise en compte et, en général, maîtrisée par des rideaux d'injection et de drainage,

2. WHAT IS A GRAVITY DAM?

2.1. HISTORY

The first gravity dams, made of masonry, date back to ancient times. In around 700 BC, the Assyrian King Sennacherib supplied water to Nineveh by building a series of small dams whose remains are still visible. The masonry was made of limestone and sandstone, the upstream face being vertical and the downstream face shaped in steps. The dam of Marib, built in around 500 BC in what is Yemen at present, reached the unprecedented height of 14 m after several heightenings and was in use for nearly 1000 years. Its spillway was a masonry gravity dam.

The Romans made decisive steps forward in the construction of gravity dams by introducing concrete and pozzolanic cement. Many Roman dams are still standing in various parts of the Mediterranean world, such as Spain, Lebanon, Libya. The highest Roman gravity dam, which, with a height of more than 40 m, held the world record of all dams for 1250 years, was built in 50 AD by the emperor Nero for his own pleasure.

After the Romans, until the 19th century, little progress was accomplished in the design and construction of gravity dams.

In the past the only method for validating design was the full-scale test of the first filling. No mental concepts were available and the engineers, or rather the architects, had to rely entirely on their intuition and personal experience. That is why it took so long – and with so many failures – to obtain clear understanding of the mechanical behaviour of dams. The first scientific analyses of gravity dams were carried out in 1853 by de Sazilly, who used the beam theory proposed by Navier. Five years later Delocre designed the 50 m high Furens gravity dam in France, determining stresses by a method not very different from what is done at present. This was not the end of hesitations and controversies however.

2.2. LAYMAN'S APPROACH TO GRAVITY DAMS

It is common to hear the following statements, even in the mouths of professional engineers :

- a gravity dam is a rigid and homogeneous body, made of good concrete, which withstands the water load by its weight,
- it is a statically determinate structure which is easy to analyze,
- uplift pressure should be taken into account and, generally, controlled by grout and drainage curtains,

- Tous les barrages-poids modernes ont des profils en travers presque identiques : un parement amont presque vertical et un parement aval avec un fruit d'environ 0,8H/1,00V,

- Le barrage-poids en béton est plus sûr que les autres types de barrage.

De ce fait, on croit couramment que n'importe qui peut concevoir et construire un barrage-poids, étant donné qu'il n'exige pas de compétence particulière. La situation réelle est cependant assez différente.

2.3. LA VÉRITÉ SUR LES BARRAGES-POIDS

- De nombreux barrages-poids dans le monde (25 %) sont en maçonnerie, matériau qui est loin d'être aussi résistant que le béton (résistance à la traction plus faible, perméabilité plus élevée, etc...). Même avec des pierres de bonne qualité et un mortier parfait, le contrôle de qualité de l'exécution laisse des doutes, ce qui constitue un sérieux inconvénient (il faut cependant reconnaître que les progrès technologiques et l'expérience ont permis d'améliorer la sécurité des nouveaux barrages en maçonnerie).

- La sécurité d'un barrage-poids est beaucoup améliorée par une courbure dans le plan horizontal. Cela est difficile à démontrer par un calcul élastique, mais est prouvé par des barrages anciens qui sont toujours debout grâce à leur courbure.

- Les études de projet doivent tenir compte de la qualité des matériaux disponibles. C'est une pratique courante pour les barrages en remblai, mais loin d'être appliquée systématiquement dans la construction des barrages en béton. Compte tenu des granulats disponibles au voisinage du site et du ciment produit localement, il peut s'avérer économique d'accepter un béton de qualité inférieure dans un profil en travers plus épais. En d'autres termes, le projet du barrage repose sur les matériaux disponibles et non le contraire.

- Les barrages-poids engendrent de fortes contraintes de cisaillement à leur base et ne peuvent admettre des déformations élevées de leur fondation. Des reconnaissances géologiques et géotechniques approfondies du rocher de fondation sont nécessaires.

- Une autre faiblesse des barrages-poids est leur sensibilité à la surcharge provoquée par une surélévation imprévue du niveau de la retenue. Pour une montée donnée du plan d'eau, la surcharge a un effet relativement plus déstabilisateur sur les barrages de faible hauteur. Cette menace est forte dans les zones où l'hydrologie est mal connue, ou dans le cas d'une vague due à un glissement de terrain dans la retenue. Il est souvent indiqué que les ruptures correspondantes résultent d'une submersion. En fait, elles ont été dues à une rupture mécanique (maçonnerie) ou à un glissement, et, pour un très petit nombre, à une érosion de pied.

- L'élévation de température associée à la mise en place du béton de masse utilisé dans les barrages-poids engendre des contraintes thermiques qui peuvent induire des fissures dangereuses. Un contrôle des températures et la présence de joints de contraction sont nécessaires et peuvent être coûteux.

- Une autre faiblesse des barrages-poids est leur sensibilité aux surcharges dynamiques. Le profil en travers classique d'un barrage-poids est prédisposé au

- all modern gravity dams have almost similar sections: a nearly vertical upstream face and a downstream face with a batter of about 0.80H:1.00V,
- the concrete gravity dam is safer than other dams.

Because of this, it is commonly believed that anybody can design and build a gravity dam, as it requires no particular skill. The actual situation, however, is somewhat different.

2.3. THE TRUTH ABOUT GRAVITY DAMS

- Many gravity dams throughout the world (25%) are made of masonry, a material which is nothing like as strong as concrete (lower tensile strength, higher perviousness, etc.). Even with good stones and perfect mortar, there remains the serious drawback of doubtful quality control of the workmanship, (however, based on improved technology and experience, the safety of new masonry dams has been improved).

- The safety of a gravity dam is greatly improved by a curvature in the horizontal plane. This is difficult to prove by elastic analysis but it is well established by old dams still standing thanks to their curvature.

- The design should take the quality of the available materials into account. This is common practice for embankment dams but it is far from being systematically implemented in concrete dam construction. Depending on the aggregates found in the vicinity of the site and on the cement produced locally, it may be economical to accept a low-grade concrete in a thicker dam cross-section. In other words the design of the dam has to be governed by the available materials, not the contrary.

- Gravity dams develop appreciable shear stresses at their base and cannot tolerate large deformations of their foundation. Thorough geological and geotechnical investigations of the foundation rock are required.

- Another weakness of gravity dams is their sensitivity to overloading by an unexpected rise of the reservoir level. For a given water rise, the overloading is relatively more destabilizing in low dams. This threat is significant in areas where the hydrology is poorly known, or in case of a surge wave due to a landslide into the lake. The corresponding failures are often said to be caused by overtopping. Actually, they were due to structural failure (masonry) or sliding and very few were actually caused by toe erosion.

- The temperature rise associated with placement of the mass concrete used in gravity dams generates thermal stresses which may induce detrimental cracking. Thermal control and contraction joints are required, and may be costly.

- Another weakness is their sensitivity to dynamic loading. The conventional gravity-dam profile is prone to development of detrimental tensile stresses in the

développement, lors d'un séisme, de contraintes de traction néfastes, en particulier dans la zone supérieure du barrage. Le risque d'extension de fissures est plus grand dans les barrages en maçonnerie.

- Les barrages-poids requièrent un excellent contrôle qualité de la construction, car des défauts dans la mise en place des matériaux peuvent avoir des conséquences sévères concernant la sécurité, spécialement dans le cas des barrages de grande hauteur. En particulier, la qualité des joints de reprise, où des sous-pressions peuvent se manifester et mettre en danger la stabilité globale du barrage, revêt une grande importance.

- Compte tenu de ces points faibles, une tendance courante est l'adoption de sections non homogènes, avec utilisation de différents matériaux ou méthodes de mise en place dans les parties amont et aval du profil en travers.

- À la suite de ruptures sur des fondations de faible résistance, les projeteurs ont progressivement imposé des critères très sévères concernant la roche de fondation. Il en résulte que des conditions de fondation, couramment considérées comme inacceptables pour un barrage-poids, peuvent en fait convenir à condition que le profil du barrage soit correctement ajusté.

Un grand nombre des dispositions techniques et règlements appliqués au projet et à la construction des barrages-poids résultent de coutumes désuètes qui doivent être repensées soigneusement, en vue d'améliorer la sécurité et de réduire les coûts. Cette question est examinée ci-après, en particulier au chapitre 5.

event of an earthquake, particularly in the upper part. The risk of extension of such cracks is higher in masonry dams.

- Gravity dams call for good construction quality control, as some defects in the placement of materials may have severe consequences with respect to safety, especially in high dams. Particularly relevant is the quality of the lift surfaces, where uplift pressure could develop and threaten the overall stability of the dam.

- Because of these drawbacks there is currently a trend to adopt non-homogeneous sections, using different materials or placement procedures in the upstream and downstream parts of the cross-section.

- Subsequent to failures on weak foundations, designers progressively imposed very severe criteria regarding foundation rock. Hence, some foundation conditions that are now commonly considered unacceptable for a gravity dam can in fact be built on provided that the profile of the dam is properly adjusted.

Many of the rules and regulations applied to the design and the construction of gravity dams result from *out-dated habits* which must be carefully rethought, with a view to both improving safety and saving on costs. This is discussed in what follows, particularly in chapter 5.

3. ÉVOLUTION DE LA CONCEPTION ET DU COÛT

3.1. CONCEPTION

L'historique de la conception des barrages-poids peut être analysée sous trois aspects :

- évolution des matériaux,
- évolution des coûts des travaux,
- évolution des connaissances.

Les deux premiers points sont étroitement liés.

3.1.1. Maçonnerie

Les premiers barrages-poids étaient des murs en maçonnerie.

En Espagne et au Portugal, la construction de barrages-poids en maçonnerie débuta au 16^e siècle. Un grand nombre de barrages-poids en maçonnerie furent construits en France, au cours du 19^e siècle, pour la fourniture d'eau potable et l'alimentation en eau des canaux de navigation. La maçonnerie a été – et est toujours – largement utilisée en Asie (Chine, Inde, etc...).

La conception des anciens barrages en maçonnerie est fondamentalement identique à celle des anciens ouvrages civils et militaires (grands bâtiments, piles de ponts, forteresses, etc...) : les parements amont et aval sont réalisés en moellons équarris avec remplissage des joints; une maçonnerie en moellons bruts est utilisée pour le corps du barrage.

Le concept de pression interstitielle fut développé très tard (fin du 19^e siècle). En principe, le profil en travers d'un barrage-poids classique ne tient pas compte de la nécessité d'un contraste de perméabilité entre le masque amont étanche et le corps plus perméable du barrage.

Les barrages en maçonnerie représentent plus de 50 % des barrages-poids construits avant 1930. Aujourd'hui, cette technique est encore utilisée dans les pays où les coûts de la main-d'œuvre sont bas (Chine, Inde, Sahel).

3.1.2. Béton

La construction des ouvrages en béton a débuté très tôt et même avant la période Romaine en Europe, le liant n'étant pas du ciment mais un mélange de chaux et de cendre volcanique ayant des propriétés pouzzolaniques. L'invention du ciment Portland en 1892 ouvrit l'âge du béton moderne qui est systématiquement utilisé dans les barrages en béton, mais non dans tous les barrages en maçonnerie.

Les principales différences entre la maçonnerie et le béton sont les propriétés mécaniques améliorées (résistance plus élevée et déformabilité plus faible) et la perméabilité plus basse du dernier matériau.

3. EVOLUTION OF DESIGN AND COST

3.1. DESIGN

The history of gravity-dam design can be analyzed from three points of view:

- evolution of materials,
- evolution of labour costs,
- evolution of knowledge.

The first two items are closely related.

3.1.1. Masonry

The first gravity dams were masonry walls.

In Spain and Portugal, masonry gravity dams were first built in the 16th century. A large number of masonry gravity dams were built in France during the 19th century for drinking-water supply and navigation-water supply. Masonry has been – and still is – extensively used in Asia (China, India, etc.).

Basically, the design of old masonry dams is the same as for old civil and military works (large buildings, bridge piers, fortresses, etc.): the upstream and downstream faces are built with squared masonry with filled joints, and random masonry is used for the dam body.

The pore-pressure concept was developed very late (end of the 19th century). Basically, the traditional gravity cross-section does not take account of the need for a contrast in permeability between the watertight upstream barrier and the more pervious dam body.

Masonry dams represent more than 50% of the gravity dams built before 1930. Nowadays, this technique is still used in countries where labour costs are low (China, India, Sahelian Africa).

3.1.2. Concrete

Concrete structures were being built as early as and even prior to the Roman period in Europe, although the cementitious material was not cement but a mixture of lime and volcanic ash which has pozzolanic properties. The invention of Portland cement in 1892 opened the age of modern concrete which is systematically used in concrete dams, but not in every masonry dam.

The main differences between masonry and concrete are the improved mechanical properties (higher strength and lower deformability) and lower permeability of the latter material.

Le béton de masse est imperméable et la décharge des sous-pressions est obtenue par drainage, facteur important dans la conception et l'entretien des barrages-poids. Le comportement exothermique du béton et la fissuration qui peut en résulter ont conduit à la technique des plots construits séparément, avec clavage des joints après la construction.

La construction des barrages-poids en béton implique un niveau technique plus élevé (disponibilité de ciment, matériel de mise en place, compétence technique, etc...) que celui concernant les barrages en maçonnerie. Ceux-ci sont réalisables dans un contexte technologique peu développé, avec de faibles coûts de main-d'œuvre. Par contre, la construction des barrages-poids en béton nécessite un environnement industriel et une technologie avancée.

Cependant, la technique du barrage-poids en béton fait appel également à une importante main-d'œuvre, en particulier pour les coffrages. Pour cette raison, de 1960 à 1980 peu de barrages-poids furent construits dans les pays industrialisés où les barrages en terre et en enrochement étaient plus économiques (voir sous-chapitre 3.2.).

3.1.3. BCR (Béton Compacté au Rouleau)

L'évolution la plus récente concerne le BCR (dans les années qui suivirent 1980). Cela a fait revivre l'ancien concept de barrage-poids.

Le BCR se développa tout d'abord dans les pays industrialisés (États-Unis, Japon, etc...), puis se répandit rapidement à travers le monde (Chine, Afrique du Sud, Europe méridionale, Amérique du Sud, etc...). Depuis 1980, plus de 200 barrages-poids en BCR ont été construits, 75 % d'entre eux ayant plus de 30 m de hauteur. Aujourd'hui, les barrages-poids en BCR représentent 10 % des barrages-poids de plus de 60 m de hauteur, et la plupart des derniers construits.

Les raisons de ce changement de pratique sont les réductions de coût résultant de l'utilisation de matériel de terrassement pour la mise en place du béton, la réduction des coffrages et la diminution de la durée de construction.

Malgré cette révolution technique, le profil triangulaire classique (parement amont vertical, parement aval avec fruit de 0,8/1), qui était adopté au début du siècle, est toujours largement utilisé pour les barrages-poids en maçonnerie, en béton classique et en BCR.

3.1.4. Évolution de la conception

L'évolution de la conception a été essentiellement un procédé par tâtonnements. Comme exemple, la Fig. 2 représente l'évolution du profil en travers du barrage-poids en France, au cours du 19^e siècle, avec une tendance générale à l'épaississement du profil.

Les étapes principales furent la méthode de Navier de distribution des contraintes pour le calcul de stabilité, et le concept de pression interstitielle développé par Maurice Lévy après la rupture du barrage de Bouzey, en 1895 (voir Annexe C).

Mass concrete is impervious and uplift-pressure release is obtained by drainage, which becomes an important factor in gravity-dam design and maintenance. The exothermic behaviour of concrete and related concern over cracking led to development of the technology of independently built blocks, with joint closure after construction.

Concrete gravity dam construction implies a higher level of development than masonry (cement availability, placement facilities, technological skill, etc.). A masonry gravity structure is feasible in a low-technology context with low labour costs. Concrete gravity dam construction requires an industrial and high-technology environment.

However, the concrete gravity dam technique also requires an important labour input, particularly for formwork. For this reason, from 1960 to 1980 few gravity dams were built in industrialized countries where earth and rockfill dams were more economical (see § 3.2.)

3.1.3. RCC

The most recent evolution is the development of RCC (from early 1980 onwards). This has revived the old gravity-dam concept.

RCC first developed in industrial countries (United States, Japan, etc.) and spread rapidly through the world (China, South Africa, Southern Europe, South America, etc.). Since 1980, more than 200 RCC gravity dams have been built, 75% of them being higher than 30 m. Today RCC gravity dams represent 10% of existing gravity dams higher than 60 m, and most of the latest ones.

The reasons for this change in practice are cost reductions due to the use of earthmoving equipment for concrete placing, limitation of formwork, and decreases in construction time.

In spite of this technical revolution, the classical triangular profile (vertical upstream, and 0.8:1 downstream face) which was adopted early this century is still widely used for masonry, concrete and RCC gravity dams.

3.1.4. Evolution of design

The evolution of design was mainly a trial-and-error process. As an example, Fig. 2 shows the evolution of the French gravity-dam profile in the 19th century, with a general trend to thickening of the profile.

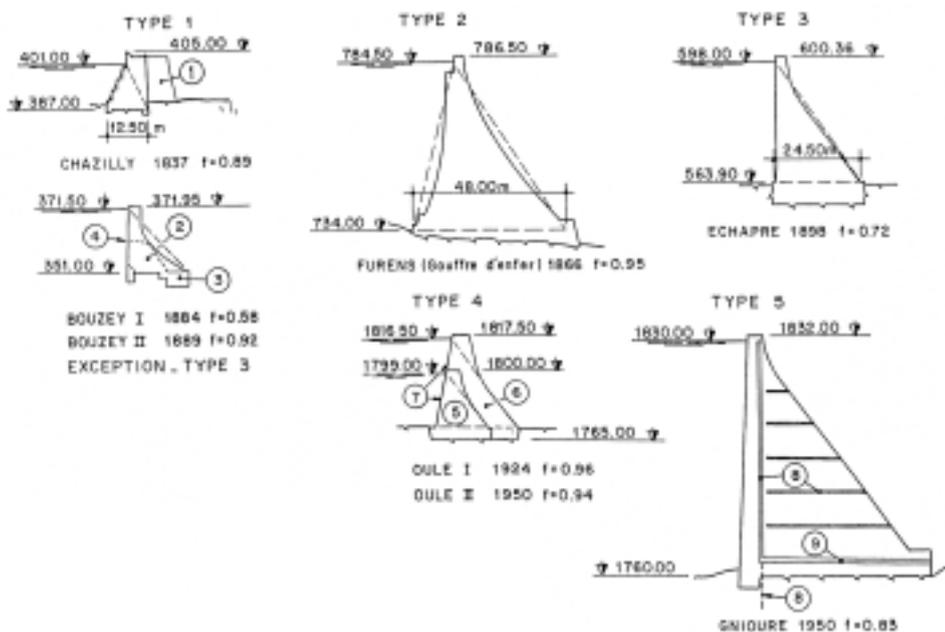
The major steps were the Navier stress-distribution approach for stability analysis and the concept of pore-pressure developed by Maurice Levy after the failure of Bouzey dam in 1895 (see Appendix C).

Le profil triangulaire classique découle directement de la méthode de Navier et du concept de pression interstitielle. C'est le profil de volume minimal qui n'entraîne pas de traction au pied amont du barrage.

Au cours des trente dernières années, les ingénieurs de barrages ont porté leur attention sur le comportement des barrages-poids au cours de séismes. Ils firent observer que le profil de fruit 0,8/1 d'un barrage-poids n'était pas nécessairement approprié dans les régions fortement sismiques. Les fortes contraintes de traction qui prennent naissance au pied amont lors d'un séisme sont susceptibles d'engendrer des fissures horizontales, d'introduire des pressions interstitielles sous le barrage et de compromettre la stabilité du barrage.

L'inclinaison du parement amont, au moins dans la partie inférieure, réduit ce risque et limite également les contraintes de cisaillement au contact avec la fondation. Les barrages RCD japonais et les barrages-poids chinois illustrent cette tendance.

Le barrage en remblai dur à parements symétriques est une étape-clé dans cette direction et est examiné dans les chapitres suivants. En ce qui concerne l'aspect sismique, un parement amont de fruit 0,5/1 à 0,8/1 permet au barrage de résister à de forts séismes sans fissuration, le parement amont restant sous compression.



3.2. COÛT

Les barrages-poids représentent environ 10 % des 45 000 grands barrages en service dans le monde. Le pourcentage a varié de 2 à 75 % selon les époques et les pays. Cette variation résulte :

- Des conditions physiques (fondation et hydrologie) : les critères de fondation – qui étaient souvent trop imprécis avant 1930 et ont été parfois trop rigoureux

The classical triangular profile is directly derived from the Navier approach and the pore-pressure concept. It is the minimum-volume profile that gives no tension at the heel.

In the last 30 years, dam engineers have been focusing on gravity dam behaviour during earthquakes. They pointed out that the 1:0.8 gravity dam was not necessarily an appropriate cross-section in highly seismic areas. Strong tensile stresses which develop at the heel during an earthquake are likely to initiate horizontal cracks, introduce pore-pressure beneath the dam, and compromise dam stability.

Inclination of the upstream face, at least at the base, mitigates this risk and also limits the shear stresses at the contact with the foundation. Japanese RCD dams and Chinese gravity dams illustrate this trend.

The Faced Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) is a key step in this direction and is discussed in the following chapters. From the earthquake point of view, a 0.5:1 to 0.8:1 upstream slope allows the dam to withstand strong seismic events without cracking, the upstream face remaining under compression.

Fig. 2

Profile evolution of French masonry dams (from Royet et al, 1993)

Évolution du profil des barrages français en maçonnerie (extrait de Royet et al, 1993)

- | | |
|------------------------------|--|
| 1. Buttresses | 1. <i>Contreforts</i> |
| 2. First dam (failure) | 2. <i>Premier barrage (rupture)</i> |
| 3. Reinforcement for 2nd dam | 3. <i>Deuxième barrage : renforcement</i> |
| 4. Failure of 2nd dam | 4. <i>Rupture du 2^e barrage</i> |
| 5. First dam (masonry) | 5. <i>Premier barrage (maçonnerie)</i> |
| 6. Heightening (concrete) | 6. <i>Surélévation (béton)</i> |
| 7. Impervious lining | 7. <i>Masque imperméable</i> |
| 8. Drains | 8. <i>Drains</i> |
| 9. Gallery | 9. <i>Galerie</i> |

3.2. COST

On average, gravity dams represent 10% of the 45 000 existing large dams. The actual percentage at different times and in different countries has varied from 2 to 75%. This variation is linked to :

- physical conditions (foundation and hydrology) : foundation criteria – which were often too lax prior to 1930 and have sometimes been too strict since – can bar

depuis – peuvent exclure des barrages-poids d'un grand nombre de sites. Par contre, la conception actuelle de dimensionnement des évacuateurs pour des crues très rares (PMF ou crue décennale) donne la préférence aux barrages-poids sur les barrages en remblai.

- Des évolutions techniques : dans les pays industrialisés, la construction des barrages-poids fut favorisée par l'apparition du béton au début du 20^e siècle, fut réduite par la mécanisation de la mise en place des remblais au milieu du 20^e siècle, et fut relancée par le développement du BCR à partir de 1980.

- Des conditions économiques des pays concernés : cela apparaît sur le Tableau suivant :

	Pays industrialisés	Pays non industrialisés
Nombre de grands barrages	15 000	30 000
Poids	22 %	4 %
Voûte	6 %	4 %
Contreforts et voûtes multiples	3 %	–
Total des barrages en béton et en maçonnerie	31 %	8 %
Total des barrages en remblai	69 %	92 %

En fait, dans les pays où la main-d'œuvre est très bon marché (Chine, Inde, etc...), les barrages-poids étaient moins compétitifs que les barrages en remblai construits à la main (au moins pour des hauteurs jusqu'à 30 m); par contre, dans les pays où le coût moyen de la main-d'œuvre est élevé, ils étaient moins compétitifs que les barrages en remblai de construction très mécanisée.

La simple analyse économique qui suit peut expliquer la répartition des types de barrage dans le monde et fournit une base pour une prévision raisonnable de l'évolution future de cette répartition. L'étude ne prétend pas être précise, mais elle indique nettement des tendances significatives. Elle fut rendue simple grâce au fait qu'un seul facteur des coûts unitaires des barrages s'avère varier beaucoup plus que les autres : le coût de la main-d'œuvre varie de 1 à 100 (de 0,25 \$US à 25 \$US/heure), alors que les autres composantes restent du même ordre de grandeur pour différents pays et différentes époques.

Les données internationales utilisées ici montrent que :

- pour un type donné de barrage, les profils en travers et donc les quantités sont pratiquement les mêmes,
- le coût total des fournitures et du matériel par mètre cube est du même ordre de grandeur pour un type donné de barrage,
- de nombreux chantiers dans le monde ont montré que la quantité de main-d'œuvre variait, mais que le nombre d'heures était seulement 3 à 4 fois plus bas lorsque le coût de la main-d'œuvre était 100 fois plus élevé. Soit L le coût d'une heure de travail; le nombre N d'heures de travail nécessaire pour un mètre cube de

gravity dams from a great many sites. On the other hand, current spillway design for very rare floods (PMF or 10 000-year flood) gives preference to gravity dams over embankment dams.

- technical evolutions : in industrialized countries, gravity dam construction was boosted by the appearance of concrete at the turn of the century, was reduced by the mechanization of fill placement towards the middle of the century, and was then boosted again by the development of RCC from 1980 onwards.

- the economic conditions of the countries concerned : this can be seen from the following Table :

	Industrialized countries	Non-industrialized countries
Number of large dams	15 000	30 000
Gravity	22 %	4 %
Arch	6 %	4 %
Buttress and multiple arch	3 %	–
Total concrete and masonry dams	31 %	8 %
Total embankment dams	69 %	92 %

In fact, in countries where labour is very cheap (China, India, etc.), gravity dams were less competitive than hand-built embankment dams (at least to heights up to 30 m), and in countries where labour is expensive, they were less competitive than highly mechanized embankment-dam construction.

The simple economic analysis which follows can explain the present distribution of dam types in the world, and it provides a basis for reasonable prediction of the evolution of this distribution in the near future. This study does not claim to be accurate, but it clearly indicates significant trends. It was made simple thanks to the fact that one factor of the unit costs of dams proves to vary much more than the others: the average cost of labour covers a range of 1 to 100 (from US\$ 0.25 to US\$ 25 per hour), whereas the other components remain of the same order of magnitude for different countries and different times.

The international data used here shows that :

- for a given dam type the cross-sections and therefore the quantities are practically unchanged

- the total cost of supplies and equipment per cubic metre of a given dam type is similar

- many construction sites in the world have shown that the quantity of labour varies, but that the number of hours is only 3 to 4 times lower when the labour cost is 100 times higher. Let L be the cost of one hour of labour; the number N of hours of labour required for one cubic metre of dam is roughly proportional to $1/L^{0.25}$. With

barrage est approximativement proportionnel à $1 / L^{0,25}$. Avec cet exposant, lorsque L est multiplié par 100, le nombre d'heures est divisé par 3 et le coût de la main-d'œuvre est proportionnel à $L \times N = L / L^{0,25} = L^{0,75}$.

Pour chaque type de barrage, le coût unitaire comprend une partie fixe couvrant les fournitures et le matériel, et une partie variant avec le coût L de la main-d'œuvre et grossièrement proportionnel à $L^{0,75}$. L'analyse suivante est basée sur les courbes pouvant être tracées pour divers types de barrage dans différents contextes économiques. Les coûts unitaires P sont en \$US/m³, les coûts de main-d'œuvre en \$US/heure.

Barrages-poids

Béton classique vibré	$P = 50 + 5 L^{0,75}$
Maçonnerie (plus de main-d'œuvre, moins de matériel)	$P = 20 + 15 L^{0,75}$
BCR (moins de main-d'œuvre, moins de matériel, moins de ciment)	$P = 30 + 2,5 L^{0,75}$

Barrages en remblai

Volume environ 6 fois plus grand que celui d'un barrage-poids. Le coût de 6 m³ de remblai comparativement à celui de 1 m³ de barrage-poids peut s'exprimer comme suit :

Remblai mis en place à la main	$P = 6 (1 + 5 L^{0,75})$
Remblai mis en place mécaniquement (ou barrage en enrochement avec masque amont en béton)	$P = 6 (5 + 0,2 L^{0,75})$

Les courbes tracées sur la Fig. 3 résultent de ces hypothèses. Il ne faut pas accorder trop de confiance à ces courbes en termes de valeurs absolues, mais elles montrent nettement l'influence du coût de la main-d'œuvre sur les différents types de barrage, ainsi que cela va être examiné ci-après.

3.3. COMPARAISON ÉCONOMIQUE ENTRE BARRAGES-POIDS ET BARRAGES EN REMBLAI

Les courbes de la Fig. 3 traduisent les changements intervenus au cours des cent dernières années :

- dans les pays industrialisés (où le coût de la main-d'œuvre est élevé), les barrages-poids (béton et maçonnerie) étaient plus économiques avant la mécanisation de la construction des remblais vers le milieu du siècle, et ne redevinrent compétitifs qu'avec l'apparition du BCR,

- dans les pays où les coûts de main-d'œuvre sont très bas (en particulier en Asie), la moitié des « grands barrages » dans le monde (jusqu'à des hauteurs modérées) ont été réalisés en remblai mis en place à la main, et la maçonnerie a été souvent préférée au béton.

this exponent, when L is multiplied by 100 the number of hours is divided by 3, and the resulting labour cost is proportional to $L \times N = L / L^{0.25} = L^{0.75}$.

For each dam type the unit cost therefore has a fixed part covering supplies and equipment, and a part varying with the labour cost L, and roughly proportional to $L^{0.75}$. The following is a discussion based on the curves which can be plotted for various dam types in the different economic contexts. Unit costs P are in US\$/m³, labour rates L being in US\$/hour.

Gravity dams

Conventional vibrated concrete	$P = 50 + 5 L^{0.75}$
Masonry (more labour, less equipment)	$P = 20 + 15 L^{0.75}$
RCC (less labour, less equipment, less cement)	$P = 30 + 2.5 L^{0.75}$

Embankment dams

Volume is about 6 times greater than the gravity dam. The cost of 6 m³ of fill compared to 1 m³ of gravity dam can be expressed as follows :

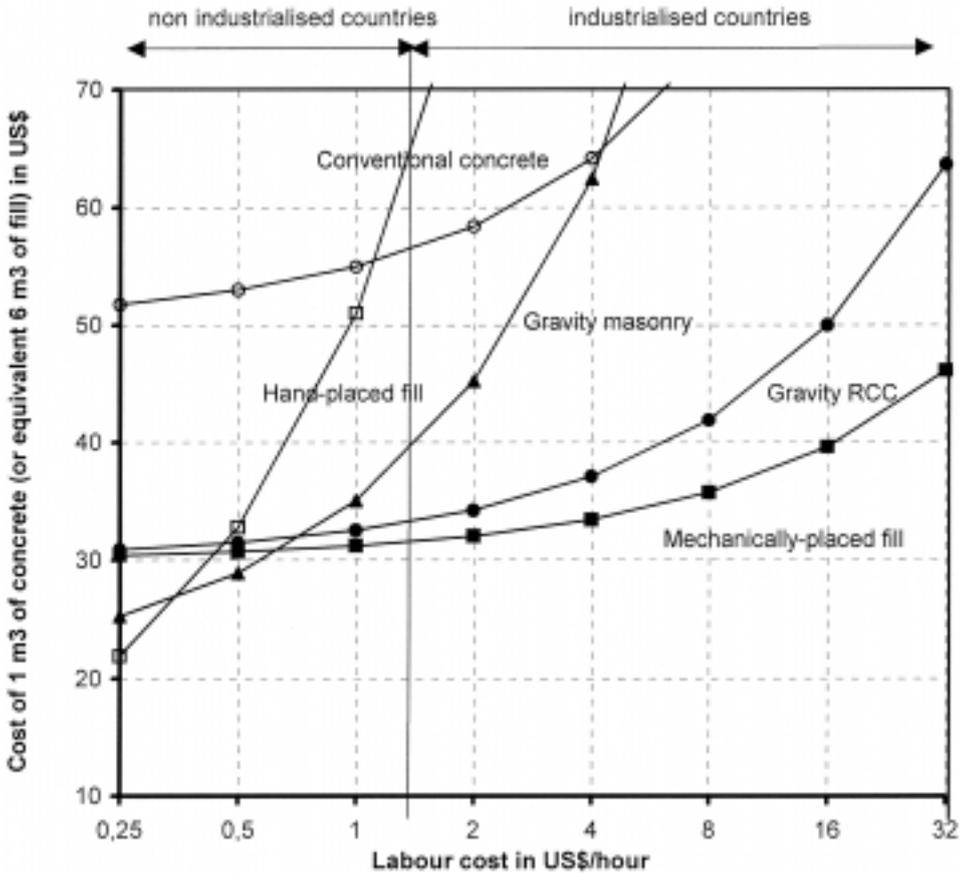
Hand-placed fill	$P = 6 (1 + 5 L^{0.75})$
Mechanically-placed fill (or CFRD) ⁹⁶	$P = 6 (5 + 0.2 L^{0.75})$

The curves plotted in Fig. 3 result from these assumptions. They should not be given too much confidence in terms of absolute values, but they clearly show the effects of the labour cost on the different dam types as discussed now.

3.3. ECONOMIC COMPARISON OF GRAVITY AND EMBANKMENT DAMS

The curves of Fig. 3 explain the changes that have occurred in the last 100 years :

- in industrialized countries (high labour cost), gravity dams (concrete and masonry) were more economic before the mechanization of embankment construction towards the middle of the century, and only became competitive again with the advent of RCC,
- in countries with very low labour costs (especially in Asia), half of the world's "large dams" (up to moderate heights) have been built of hand-placed fill, and masonry has often been preferred to concrete.



À partir de ces courbes, on peut prédire que des barrages-poids seront construits sur une grande échelle au cours des prochaines décennies.

Dans les pays industrialisés, le coût direct des barrages en BCR est un peu plus élevé que celui des barrages en remblai (et, particulièrement, des barrages en enrochement), mais l'avantage subsidiaire du barrage en BCR en matière de maîtrise temporaire et permanente des crues peut être décisif. Le désir d'assurer la plus grande sécurité possible, ainsi qu'une durée de construction plus courte, peuvent également faire pencher la décision en faveur du BCR.

Dans les pays non industrialisés, il est probable que l'augmentation du coût de la main-d'œuvre rendra très prochainement prohibitive la mise en place du remblai à la main (sauf pour les très petits barrages). Lorsque le coût de la main-d'œuvre atteint 1 \$US/heure, le BCR et la maçonnerie deviennent plus attractifs. Les barrages de ce type sont également spécialement adaptés à la maîtrise des fortes crues provoquées par des moussons. La partie en devises étrangères du coût d'un barrage-poids (utilisant du ciment fabriqué localement) peut être plus faible comparativement à un barrage en remblai mis en place mécaniquement (matériel lourd importé).

Fig. 3
 Equivalent cost of m³ versus labor cost
Coût équivalent du m³ en fonction du coût de la main-d'œuvre

Cost of 1 m ³ of concrete (or equivalent 6 m ³ of fill) in US\$	<i>Coût de 1m³ de béton (ou équivalent 6 m³ de remblai) en \$US</i>
Labor cost in US\$/hour	<i>Coût de la main-d'œuvre en \$US/heure</i>
Non industrialised countries	<i>Pays non industrialisés</i>
Industrialised countries	<i>Pays industrialisés</i>
Conventional concrete	<i>Béton classique</i>
Manually-placed fill	<i>Remblai mis en place à la main</i>
Gravity masonry	<i>Poids en maçonnerie</i>
Gravity RCC	<i>Poids en BCR</i>
Mechanically-placed fill	<i>Remblai mis en place mécaniquement</i>

From these curves it can be predicted that gravity dams will be built on a large scale in the next few decades.

In industrialized countries, the direct cost of RCC dams is somewhat higher than that of embankment dams (and particularly rockfill dams), but the auxiliary advantage of RCC in terms of temporary and permanent flood control can be decisive. The desire to provide the utmost safety can also swing the decision in favour of RCC, as can the shorter construction time.

In non-industrialized countries, the increasing cost of labour is likely to quite soon make hand placement of fill prohibitive (except for very small dams). When the cost of labour rises to about US\$ 1 per hour, RCC and masonry become more attractive. These dams are also particularly suitable for the heavy floods of monsoon countries. The foreign-currency part of the cost of a gravity dam (using locally-made cement) can be lower than for a mechanically-placed embankment dam (imported plant).

Les conditions de fondation peuvent favoriser les barrages en remblai, mais celles relatives aux barrages en BCR et spécialement aux barrages en remblai dur peuvent être moins restrictives que celles concernant les barrages en béton vibré classique, à condition que le profil en travers du barrage soit bien adapté (voir Chapitre 5.1.).

Bien entendu, le barrage-poids en béton vibré restera la solution dans le cas de barrages incorporant des ouvrages hydrauliques spéciaux, tels que prises d'eau, évacuateurs de crue vannés, etc...

3.4. COMPARAISON ÉCONOMIQUE ENTRE BARRAGES-POIDS, VOÛTE, À VOÛTES MULTIPLES ET À CONTREFORTS

Les barrages à voûtes multiples et à contreforts, qui sont généralement en béton, peuvent entraîner des économies – souvent de l'ordre de 20 % – par rapport au coût d'un barrage-poids en béton vibré classique, en particulier si une main-d'œuvre qualifiée, de prix modéré, est disponible. Ces types de barrage étaient donc construits (principalement entre 1910 et 1960) dans les pays industrialisés, où leur nombre était de l'ordre de 20 % de celui des barrages-poids. Dans le futur, et dans tous les pays, ils apparaissent rarement compétitifs avec les barrages en BCR, en remblai mis en place mécaniquement, ou en maçonnerie. Statistiquement, ils apparaissent moins sûrs que les barrages-poids ou les barrages-voûtes.

Les barrages-voûtes ont un meilleur avenir :

- L'avantage économique d'un barrage-voûte en béton par rapport à un barrage-poids en béton vibré classique peut dépasser largement 20 % et, en particulier dans le cas de barrages de très grande hauteur, les barrages-voûtes à double courbure peuvent être compétitifs, que le coût de la main-d'œuvre soit élevé ou faible.

- La maçonnerie a été et est toujours largement utilisée en Chine pour la construction de barrages-voûtes cylindriques entre 15 et 50 mètres de hauteur. La Chine a construit la moitié des 2 000 barrages-voûtes existant dans le monde. La solution « maçonnerie » peut rester longtemps compétitive pour des coûts de main-d'œuvre inférieurs à 1 ou 2 \$US/heure et devrait être utilisée aussi en dehors de la Chine.

- Les barrages-voûtes épais en BCR peuvent avoir des perspectives d'avenir pour des hauteurs dépassant 50 mètres.

En résumé, si les barrages à voûtes multiples et à contreforts semblent avoir peu d'avenir, les barrages-voûtes peuvent continuer à rivaliser avec les barrages-poids :

- dans tous les pays, pour des hauteurs supérieures à 50 m,
- dans les pays où le coût de la main-d'œuvre est faible, pour des barrages de hauteur supérieure à 20 m environ.

Il faut aussi mentionner que souvent la courbure d'un barrage-poids augmente sa sécurité pour un très faible surcoût.

Foundation conditions may favour embankment dams but the foundation conditions of RCC and especially of hardfill dams can be less restrictive than those of conventional vibrated concrete dams, provided the dam profile is suitably adapted (see § 5.1).

Of course, a vibrated-concrete gravity design will remain the solution for dams incorporating special hydraulic structures such as water intakes, gated spillways, etc.

3.4. ECONOMIC COMPARISON OF GRAVITY, ARCH, MULTIPLE-ARCH, AND BUTTRESS DAMS

Multiple-arch and buttress dams, which are generally made of concrete, can make for savings – often about 20 % – relative to the cost of a conventional vibrated concrete gravity dam, especially if moderately priced qualified labour is available. These sorts of dams were therefore built (especially between 1910 and 1960) in industrialized countries, where they represented close to 20 % of gravity dams. For the future, and in all countries, they appear to be seldom competitive with RCC, mechanically-placed fill, or masonry. Statistically, they appear to be less safe than gravity or arch dams.

Arch dams have a better future :

- The economic advantage of a concrete arch dam over a conventional vibrated concrete gravity dam can be much more than 20 %, and, especially in the case of very high dams, double-curvature arch dams can be competitive, whether labour costs are high or low.

- Masonry has been and is still used extensively in China for cylindrical arch dams between 15 and 50 metres high. China has built half of the world's 2000 arch dams. The masonry solution may long stay competitive for labour costs of less than US\$ 1 or 2 per hour, and should logically gain favour outside China.

- Thick RCC arch dams may possibly have a future for heights in excess of 50 metres.

To sum up, although multiple-arch and buttress dams seem to have little future, arch dams may continue to rival gravity dams :

- in all countries, for dams higher than 50 m,
- in countries with inexpensive labour, for dams higher than about 20 m.

It is also worth considering that in many cases arching a gravity dam increases its safety for very little extra cost.

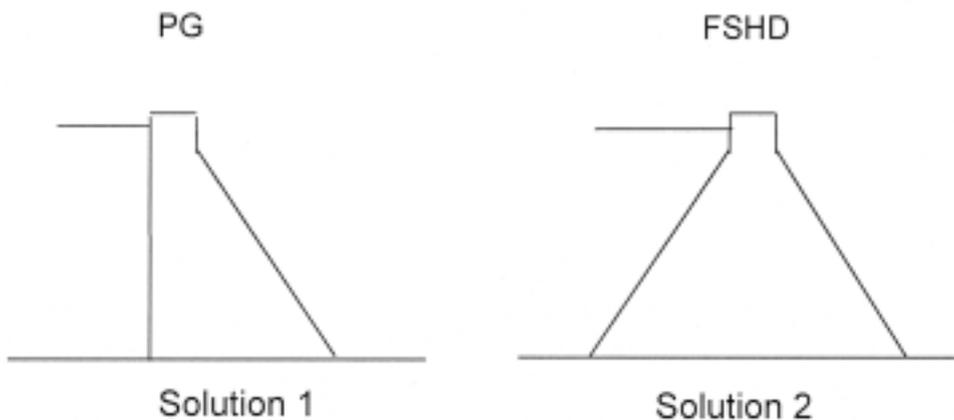
3.5. SOLUTIONS BCR ET REMBLAI DUR

Le profil en travers du barrage-poids en BCR examiné dans les comparaisons ci-dessus est identique à celui du barrage-poids en béton vibré classique – désigné par « PG » (« poids-gravity ») dans la terminologie CIGB –, le comportement des deux types de béton étant équivalent. Un grand nombre de variantes ont été mises en œuvre, ou sont susceptibles d'être envisagées. Elles comprennent parfois un profil en travers plus épais et un masque amont, ce qui permet d'utiliser un béton de qualités mécaniques plus faibles pour le corps du barrage; comme son étanchéité n'est pas nécessaire, le béton aura ainsi un prix unitaire plus bas (pour les barrages en remblai dur à parements symétriques, voir sous-chapitre 5.1.).

La sécurité vis-à-vis des séismes ou des crues exceptionnelles peut ainsi être améliorée ; ou bien, ces solutions apparaissent plus appropriées dans le cas d'une roche de faible qualité. Leur coût global est plus élevé ou plus bas que celui d'un barrage-poids classique en BCR. Cette comparaison est analysée ci-après pour deux solutions très différentes :

Solution 1 : profil en travers PG classique, réalisé en BCR avec un dosage de 150 kg de ciment et de cendres volantes par m³, sans masque amont, mais avec des mesures spéciales pour prévenir la fissuration (joints, traitement des surfaces de reprise, refroidissement des granulats, ou dimensions des granulats inférieures à 50 mm). Le dosage en liant peut être, à vrai dire, plus élevé ou parfois beaucoup plus bas, et peut varier de la base au sommet du barrage.

Solution 2 : profil en travers épaissi, en remblai dur (à parements amont et aval symétriques), avec un dosage de 75 kg de ciment et de cendres volantes par m³, avec un masque amont, sans joints de contraction, sans traitement des surfaces de reprise, sans refroidissement, et avec granulats de dimensions atteignant 100 mm.



Pour les profils en travers de la Solution 2, le volume du barrage est 1,3 à 1,75 fois plus grand que celui de la Solution 1. Pour la comparaison économique, un facteur de volume de 1,5 est adopté. Cela correspond à un profil qui ne tire pas plein avantage de la sécurité supplémentaire associée à un profil beaucoup plus épais, mais qui sera acceptable sur de nombreux sites.

3.5. RCC SOLUTIONS AND HARDFILL

The profile of the RCC gravity dam examined in the above comparisons is identical to the conventional vibrated concrete gravity dam – designated ‘PG’ (“poids-gravity”) in ICOLD terminology – and has similar concrete performance. A large number of variants have been built, or could be envisaged. These could include a thicker profile and an upstream facing, which would allow for use of a concrete with poorer mechanical performance; with no need for it to be impermeable, the concrete would thus have a lower unit price (for Faced Symmetrical Hardfill Dam “FSHD” refer to § 5.1).

Safety with respect to earthquake or exceptionally heavy floods can thus be enhanced; or these solutions might be more appropriate for poor-quality rock. Their overall cost might be higher or lower than that of a conventional gravity RCC dam. This comparison is analyzed below for two very different solutions:

Solution 1 : conventional PG cross-section, made of RCC with 150 kg of cement and fly ash per cubic metre, with no upstream facing, but with special measures to prevent cracking (joints, treatment of lift joints, cooling of aggregate or aggregate restricted to less than 50 mm). Cementitious content may actually be higher or sometimes much lower and may vary from bottom to top of dam.

Solution 2 : widened hardfill cross-section (FSHD) with 75 kg of cement and fly ash per cubic metre, with upstream facing, without contraction joints, without lift-joint treatment, without cooling, and with 100 mm aggregate.

Solution 1 : PG (Poids-Gravity)
Solution 2 : FSHD (Faced Symmetrical Hardfill Dam)

Solution 1 : PG (Poids-Gravity)
Solution 2 : Barrage en remblai dur à parements symétriques

For the Solution 2 profiles, dam volume can vary from 1.3 to 1.75 times that of Solution 1. For the economic comparison, a volume factor of 1.5 is used. This corresponds to a profile that does not take full advantage of the additional safety associated with a more fully widened profile, but which would be acceptable on many sites.

Le coût direct de la Solution 1 comprend 3 facteurs – A, B et C –, d'un poids à peu près identique :

- Coût, A, pour le ciment et les cendres volantes :

$$\text{pour la Solution 2, ce coût est } 1,5 \times \frac{75}{150} = 0,75 A.$$

- Coût, B, pour les granulats : Le prix unitaire, pour la Solution 2, est plus bas (lavage, stockage, refroidissement et dimensions des granulats), même s'il doit y avoir une quantité minimale de fines. Il semble raisonnable d'estimer que ce prix unitaire se situe entre 0,6 et 0,9 fois celui correspondant à la Solution 1, c'est-à-dire un coût global entre $1,5 \times 0,6 = 0,9 B$ et $1,5 \times 0,9 = 1,35 B$. Dans certains cas, la Solution 2 admet des granulats moins chers, d'une qualité ne convenant pas à la Solution 1, ce qui conduit à d'importantes économies (cette hypothèse n'a pas été prise en considération dans la comparaison).

- Autres coûts, C : Les prix unitaires sont identiques pour le malaxage ; ils peuvent être les mêmes pour le transport, ou différents si le transport par camions est acceptable pour la Solution 2 mais non pour la Solution 1 ; ils sont moins chers pour la Solution 2 pour d'autres facteurs (possibilité d'absence de refroidissement, de joints, de coffrages si la pente est plus faible que 1,0V/0,8H, etc.).

Pour la Solution 2, un prix unitaire de 0,5 à 0,8 fois celui correspondant à la Solution 1 apparaît raisonnable, ce qui donne un prix global entre 0,75 et 1,2 C.

Pour les coûts B et C, la comparaison dépend beaucoup des spécifications du marché pour chaque solution. Par rapport au coût direct de $A + B + C$ de la Solution 1, le prix obtenu pour la Solution 2 varie de :

$$(0,75 A + 0,98 B + 0,75 C) \text{ à } (0,75 A + 1,35 B + 1,2 C)$$

En d'autres termes, si A, B et C sont identiques, le coût de la Solution 2 est entre 0,8 et 1,1 fois celui de la Solution 1.

La comparaison doit tenir compte également des points suivants :

- La Solution 2 a un masque amont étanche dont le coût peut être estimé à 10 % du coût total ; la Solution 1 conduit généralement à une plus grande quantité de béton vibré classique sur le parement que la Solution 2. Il en résulte pour la Solution 2 un surcoût de l'ordre de 5 %.

- La surface des fouilles de fondation est plus grande pour la Solution 2, mais les fouilles sont souvent moins profondes étant donné que les prescriptions de résistance sont plus souples et que la qualité de la roche à de faibles profondeurs peut convenir. En outre, la Solution 2 est moins sensible aux sous-pressions et fissures éventuelles, et le traitement de la fondation peut être moins coûteux.

En fin de compte, cette comparaison économique ne permet pas systématiquement de faire un choix. Cependant, si le coût du ciment et des cendres volantes n'est pas élevé, si l'exploitation d'une carrière est coûteuse, si la roche de fondation est de bonne qualité et si les risques de séismes ou de niveaux excessifs de la retenue sont faibles, la Solution 1 est probablement la moins chère. Si tous ces critères sont inversés, la Solution 2 est vraisemblablement la moins chère.

Il sera souvent difficile de faire un choix et il sera parfois utile (et pas très coûteux) de faire un appel d'offres pour les deux solutions. Les spécifications

The direct cost of Solution 1 comprises 3 factors – A, B and C – of much the same weight :

- Cost, A, for cement and fly ash :

for Solution 2 this cost is $1.5 \frac{75}{150} = 0.75A$.

- Cost, B, for aggregate : The unit price of Solution 2 is lower (washing, storage, cooling, and size of aggregate) even if there must be a minimum quantity of fines. It appears to be reasonable to estimate that it is between 0.6 and 0.9 times the unit price of Solution 1, i.e. an overall cost between $1.5 \times (0.6 \text{ to } 0.9)$, i.e. 0.9 to 1.35 B. In some cases, Solution 2 could use cheaper aggregate of a quality unsuitable for Solution 1, thereby making for considerable savings (this assumption was not taken into account in the comparison).

- Other costs, C : The unit prices are similar for mixing; they may be similar for transport, or different if truck haulage is acceptable for Solution 2 but not for Solution 1; and they are cheaper for Solution 2 for other factors (possibly no cooling, no joints, no formwork if the slope are flatter than 0.80H/1.0V, etc.).

For Solution 2 a unit price of 0.5 to 0.8 times that for Solution 1 would appear to be reasonable, giving an overall price between 0.75 and 1.2 C.

For items B and C, the comparison depends a lot on the contract specifications for each solution. Comparing the direct cost of A + B + C for Solution 1, the price obtained for Solution 2 varies from :

$$(0.75A + 0.9B + 0.75C) \text{ to } (0.75A + 1.35B + 1.2C).$$

In other words, if A, B, and C are similar, the cost of Solution 2 is between 0.8 and 1.1 times the cost of Solution 1.

The comparison must also take account of the following points :

- Solution 2 has a watertight upstream facing which costs about 10 % of the total; Solution 1 generally involves a greater quantity of conventional vibrated concrete on the facing than Solution 2. The resulting extra cost of Solution 2 for these two points can be estimated at 5%.

- The surface area to be excavated for the foundation is larger for Solution 2, but the excavation is often shallower as the strength requirements are lower and the rock quality at shallow depths can be adequate. In addition, Solution 2 is less sensitive to possible uplift pressure and cracks, and foundation treatment may be less costly.

All in all, this economic comparison does not systematically enable a choice to be made. However, if cement and fly ash are not expensive, if quarrying is expensive, if the foundation rock is of good quality, and the risks of earthquake or excessive reservoir levels are low, Solution 1 is probably cheaper. If all these criteria are reversed, Solution 2 is probably cheaper.

In many cases it will be difficult to choose, and it may be useful (and not very costly) to call for tenders for both options. The specifications will naturally have to

devront naturellement être bien adaptées à chaque solution. Le surcoût des études est faible comparativement aux économies possibles.

L'optimisation des solutions peut différer d'un pays à l'autre, selon que les coûts de la main-d'œuvre sont élevés ou faibles ; suivant le cas, les économies maximales résultant de l'optimisation porteront sur la main-d'œuvre ou sur le ciment et le matériel.

3.6. BARRAGES MIXTES EN BCR (REMBLAI DUR) ET REMBLAI

Le matériel de construction étant pratiquement identique dans les deux techniques, une combinaison de BCR (et spécialement de remblai dur) et de remblai (terre ou enrochement) peut être une solution avantageuse.

De tels barrages mixtes ont été construits : diverses solutions ont été suggérées dans le Bulletin CIGB n° 83. Il y a certainement d'autres possibilités intéressantes de réaliser des économies de coût ou d'améliorer la sécurité (voir sous-chapitre 5.7. ci-dessous).

be properly adapted to each solution. The extra cost of design work is low relative to the potential savings.

The optimization of solutions can differ from country to country, depending on whether labour costs are high or low; depending on the case, the maximum savings to be made through optimization will be on labour or on cement and equipment.

3.6. COMPOSITE RCC (HARDFILL) AND EMBANKMENT DAMS

Since the construction plant for both techniques is practically identical, combining RCC (and especially hardfill) and earthfill or rockfill could be a promising solution.

Some such composite dams have been built: different solutions have been suggested in ICOLD Bulletin 83. There are certainly other interesting possibilities for making cost savings or enhancing safety (see §5.7 hereunder).

4. LEÇONS TIRÉES DES RUPTURES ET DU VIEILLISSEMENT

4.1. STATISTIQUES ET ANALYSE DES RUPTURES

Sur les quelque 4 000 barrages-poids (Chine non comprise), 23 ruptures ont été signalées, dont seulement deux d'entre elles sont survenues après 1950 ; sur ces 23 barrages, 18 étaient en maçonnerie (80 %).

À partir des informations existantes, il est possible de classer 21 ruptures suivant la cause de rupture.

- *Renard dans l'argile ou le gravier sous le barrage (sans rupture dans le corps du barrage)*

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériau	Commentaires
Puentes	Espagne	1802	1791	69	291	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Elwha River	USA	1912	1912	33	135	Béton	1 ^{er} remplissage
Eiguiau	Royaume-Uni	1925	1908	12	1 000	Béton	

Le risque de renard et la vitesse élevée d'écoulement qui en résulte, dans des fondations sujettes à érosion sous des barrages-poids, doivent être examinés lors des études de projet.

- *Fondation (en général, glissement) : 6 barrages en maçonnerie, 3 barrages en béton*

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériau	Commentaires
Fergoug I	Algérie	1881	1871	33	300	Maçonnerie	Crue
Austin	USA	1893	1893	18	330	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Angels	USA	1895	1895	15	120	Maçonnerie	?
Bayless	USA	1911	1909	16	160	Béton	1 ^{er} remplissage
Tigra	Inde	1917	1917	25	1 340	Maçonnerie	Crue
St Francis	USA	1928	1926	62	213	Béton	1 ^{er} remplissage
Granadillar	Espagne	1934	1930	22	170	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Zerbino	Italie	1935	1924	16	70	Béton	Crue
Xuriguera	Espagne	1944	1902	42	165	Maçonnerie	Crue

4. LESSONS FROM FAILURES AND AGEING

4.1. FAILURE STATISTICS AND ANALYSIS

Out of some 4000 gravity dams (excluding China), 23 failures have been reported, of which only 2 happened after 1950; 18 were masonry dams (80%).

From existing information, it is possible to classify 21 failures according to the type of failure.

- *Piping in clay or gravel under the dam: (dam body did not fail)*

Name	Country	Year of failure	Year of completion	Height (m)	Length (m)	Material	Comment
Puentes	Spain	1802	1791	69	291	Masonry	1st filling
Elwha River	USA	1912	1912	33	135	Concrete	1st filling
Eiguiau	U.K.	1925	1908	12	1000	Concrete	

The risk of piping and the resulting high water velocity in erodible foundations under gravity dams should be addressed in the design.

- *Foundation (generally sliding): 6 masonry dams, 3 concrete dams*

Name	Country	Year of failure	Year of completion	Height (m)	Length (m)	Material	Comment
Fergoug I	Algeria	1881	1871	33	300	Masonry	flood
Austin	USA	1893	1893	18	330	Masonry	1st filling
Angels	USA	1895	1895	15	120	Masonry	?
Bayless	USA	1911	1909	16	160	Concrete	1st filling
Tigra	India	1917	1917	25	1340	Masonry	Flood
St Francis	USA	1928	1926	62	213	Concrete	1st filling
Granadillar	Spain	1934	1930	22	170	Masonry	1st filling
Zerbino	Italy	1935	1924	16	70	Concrete	Flood
Xuriguera	Spain	1944	1902	42	165	Masonry	Flood

Dans la plupart des cas, la mauvaise qualité de la fondation a été la cause principale de la rupture, mais de fortes crues peuvent avoir été la cause principale pour les barrages de Fergoug et de Zerbino.

- *Rupture dans le corps du barrage (9 barrages en maçonnerie, 0 barrage en béton)*

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériau	Commentaires
Cheurfas	Algérie	1885	1884	42	-	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Bouzey	France	1895	1890	22	520	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Kundli	Inde	1925	1925	45	160	Maçonnerie	1 ^{er} remplissage
Fergoug II	Algérie	1927	1885	43	300	Maçonnerie	Crue
Pagara	Inde	1943	1927	27	1 440	Maçonnerie	Crue
Möhne	Allemagne	1943	1913	40	650	Maçonnerie	Bombardement
Eder	Allemagne	1943	1914	48	400	Maçonnerie	Bombardement
Khadakswala	Inde	1961	1879	33	1 400	Maçonnerie	Submersion
Chikkahole	Inde	1972	1966	30	670	Maçonnerie	Crue

Dans près de la moitié des cas, la cause de rupture est la mauvaise qualité de la fondation, mais des ruptures sont également imputables à des crues, à un profil en travers trop mince, ou à des fissures provoquées par un bombardement ou des injections.

Des renseignements manquent pour deux autres barrages dont les ruptures résultent de submersions : Sig (Algérie) en 1885 et Elmali (Turquie) en 1916.

- *Commentaires généraux*

Plus de 3 % des barrages-poids en maçonnerie construits avant 1930 et 0,3 % des plus récents se sont rompus.

Plus de 1 % des barrages-poids en béton construits avant 1930 se sont rompus, mais aucun des 2 500 les plus récents.

30 % des ruptures sont imputables à des fondations de très mauvaise qualité, 15 % à une maçonnerie de faible résistance, 20 % à des niveaux exceptionnels de retenue, les autres à diverses causes, incluant un profil en travers trop mince. La qualité du béton ou les joints dans le béton n'ont jamais causé de rupture (pour 3 000 barrages). La masse volumique de la maçonnerie est parfois plus faible que prévu, ce qui réduit les marges de sécurité.

Quatre ruptures de barrages en béton ont eu pour cause une très mauvaise qualité des fondations, et une rupture a été due à un profil en travers mince sur une fondation de mauvaise qualité, soumis à une forte crue.

L'effet d'arc a sauvé plusieurs barrages de la rupture (Bhandardara en Inde et Paty en France, par exemple), mais ne fut pas efficace dans le cas d'une fondation de mauvaise qualité (St Francis, États-Unis).

In most cases, foundation quality was the main cause of failure, but large floods may have been the main cause for Fergoug and Zerbino.

- *Failure in dam body (9 masonry dams, 0 concrete dam)*

Name	Country	Year of failure	Year of completion	Height (m)	Length (m)	Material	Comment
Cheurfas	Algeria	1885	1884	42	–	Masonry	1st filling
Bouzey	France	1895	1890	22	520	Masonry	1st filling
Kundli	India	1925	1925	45	160	Masonry	1st filling
Fergoug II	Algeria	1927	1885	43	300	Masonry	Flood
Pagara	India	1943	1927	27	1440	Masonry	Flood
Möhne	Germany	1943	1913	40	650	Masonry	Bombing
Eder	Germany	1943	1914	48	400	Masonry	Bombing
Khadakswala	India	1961	1879	33	1400	Masonry	Overtopping
Chikkahole	India	1972	1966	30	670	Masonry	Flood

Failure was due to the poor quality of masonry in about half of the cases, but floods, thin profile, or cracks due to bombing or grouting were also involved.

Information is lacking for 2 other dams which failed by overtopping: Sig (Algeria) in 1885 and Elmali (Turkey) in 1916.

- *General comments*

Over 3 % of masonry gravity dams built before 1930 and 0.3 % of the more recent ones have failed.

Over 1 % of concrete gravity dams built before 1930 but none of the 2500 more recent ones have failed.

30 % of failures have been due to very poor foundations, 15 % to very poor masonry, 20 % to very high reservoir levels, and the others to a variety of causes, including too thin a profile. Concrete quality or joints in concrete have never caused any failure (for 3000 dams). The density of masonry is sometimes lower than foreseen, which reduces safety margins.

Four concrete-dam failures have been due to very poor foundations and one to a thin profile on a poor foundation submitted to a high flood.

The arch effect has saved some dams from failure (Bhandardara in India and Paty in France, for example) but was not effective in the case of poor foundations (St Francis, USA).

Après quelques années d'exploitation, presque toutes les ruptures ont été causées par des crues (ou un bombardement).

Les barrages de faible hauteur sont plus sensibles que les barrages de grande hauteur à une surélévation imprévue du niveau de retenue. Quelques barrages de grande longueur ou barrages multiples n'ont pas subi de rupture au droit de leur section la plus haute (Khadaskwala, Chikkahole, Zerbino) et 20 ruptures de petits barrages de 10 m de hauteur environ ont été signalées.

Deux ruptures imputables aux crues (Zerbino et Austin) ont pu être causées par une érosion au pied aval, mais généralement les ruptures sont dues à un manque de stabilité (rupture du corps du barrage ou glissement sur la fondation).

Dans le cas de la première rupture du barrage de Fergoug, les experts ont également mentionné la surcharge due à la densité élevée (teneur en sédiments) de l'eau de crue.

La plupart des brèches de rupture avaient une profondeur de 10 à 30 m, mais leur longueur atteignait généralement près de 100 m ; la théorie de la rupture limitée à un ou deux plots semble totalement injustifiée. Les dimensions des brèches et la soudaineté des ruptures peuvent expliquer les nombres élevés de victimes dans la moitié des cas (entre 100 et 1 000 victimes lors de chaque rupture).

Des ruptures associées aux crues (et parfois aux fondations) ont pu être détectées à l'avance, et des systèmes d'alerte peuvent être efficaces (la rupture de Fergoug I a causé 200 victimes et celle de Fergoug II aucune victime).

4.2. FACTEURS DE VIEILLISSEMENT

Les barrages sont des ouvrages conçus pour une très longue période d'exploitation (un siècle ou plus). Le vieillissement doit donc être considéré comme un élément fondamental dans le projet.

La percolation d'eau à travers le corps d'un barrage est le facteur principal de vieillissement. L'eau peut dissoudre des éléments du mortier dans la maçonnerie, le béton ou le BCR. Il en résulte une perte de matières avec trois conséquences principales :

- une diminution de la densité relative du matériau,
- une réduction de sa résistance mécanique,
- une perte d'étanchéité.

Des pertes de densité relative de la maçonnerie ont été observées dans des barrages-poids anciens, lorsque le liant est de la chaux qui est très soluble. Les densités relatives des maçonneries anciennes peuvent être corrélées avec leur âge, la nature du liant et les propriétés physico-chimiques de l'eau de la retenue.

La diminution de résistance mécanique est due à la dégradation de la structure du matériau soumis à une érosion chimique.

Plus le barrage est perméable, plus le vieillissement est rapide. Il en résulte que les barrages en maçonnerie sont particulièrement sensibles au vieillissement. La barrière étanche d'un barrage-poids en maçonnerie est généralement constituée d'un parement amont en pierres soigneusement jointoyées, dont l'efficacité diminue dans le temps.

After some years of operation, almost all failures happened as a result of floods (or bombing).

Low dams are more sensitive than high dams to an unforeseen increase in reservoir level. Some long or multiple dams did not breach at the deepest section (Khadaskwala, Chikkahole, Zerbino) and 20 failures of small dams about 10 m high have been reported.

Two flood failures (Zerbino and Austin) may have been due to toe erosion but usually failures are due to lack of stability (dam body failure or sliding on foundations).

In the case of the first failure of Fergoug dam, the experts also mentioned the overloading due to high density (mud content) flood water.

Most of the failure breaches have been 10 to 30 m deep but the breach length has usually been close to 100 m and the theory of failure limited to one or 2 blocks seems totally unjustified. The size of breaches and the suddenness of failures may explain the high numbers of victims in half the cases (between 100 and 1000 victims each).

Failures due to floods (and sometimes to foundations) could have been foreseen in advance, and alarm systems can be efficient (the Fergoug I failure caused 200 victims and Fergoug II none).

4.2. AGEING FACTORS

Dams are structures that have to be designed for a very long lifetime (a century or more). Ageing therefore has to be considered as a basic component in the design.

Water percolation through the dam body is the main factor of ageing. Water can dissolve the cementitious component of mortar in masonry, concrete or RCC. This results in a loss of material with three main consequences:

- a decrease in the relative density of the material,
- a decrease in its mechanical strength,
- a decrease of watertightness.

Decreases in the relative density of masonry have been observed in old gravity dams, when the cementitious material is lime, which is highly soluble. The relative density of old masonry dams can be related to their age, the nature of the cementitious material, and the physico-chemical properties of the reservoir water.

The decrease in mechanical strength is due to structural degradation of the chemically eroded material.

The more pervious the dam is, the more rapid ageing will be. As a consequence, masonry dams are particularly sensitive to ageing. The impervious barrier of a masonry gravity dam is generally made of a carefully-jointed stone upstream facing which loses in efficiency over time.

Dans les barrages en BCR, conçus sans barrière étanche spécifique (sans masque amont), le vieillissement est également une grande préoccupation en raison des nombreux joints induits dans le corps du barrage par des levées de 30 cm d'épaisseur.

Les barrages-poids en béton sont, en général, moins sensibles au vieillissement, un bon béton pouvant être considéré comme imperméable. Le processus de vieillissement est principalement concentré le long de fissures ou de joints.

Il faut mentionner que le phénomène s'autoaccélère : l'érosion chimique du matériau le rend plus perméable, ce qui augmente les percolations et la perte de matières. Après un certain temps, l'érosion mécanique par l'eau s'écoulant à travers les canalicules formées dans le corps du barrage s'ajoute à l'érosion chimique et peut alors conduire à une accélération drastique de la dégradation.

L'eau s'écoulant sur le parement aval est un autre facteur de vieillissement, en particulier dans les climats froids où le gel risque de provoquer une détérioration rapide.

Les statistiques de ruptures montrent clairement que les barrages en maçonnerie sont particulièrement vulnérables. La cause principale est la moindre résistance de la maçonnerie par rapport au béton, cette faiblesse étant très probablement accentuée par le phénomène de vieillissement.

Il y a d'autres causes de vieillissement associées aux diverses pathologies du béton, la plus connue étant l'alcali-réaction qui affecte beaucoup de barrages-poids en béton dans le monde. Les faibles dosages en ciment et en eau rend le BCR moins sensible à ce phénomène que le béton vibré classique.

4.3. LEÇONS POUR LE FUTUR

Un grand nombre de barrages anciens en maçonnerie, dans toutes les parties du monde, sont menacés par le vieillissement. La tendance actuelle dans plusieurs pays (tels que la France), pour la restauration d'un barrage-poids en maçonnerie, est la mise en place d'une géomembrane sur le parement amont. Cela élimine, ou au moins réduit, la cause principale de vieillissement (érosion chimique par l'eau de percolation), et améliore également la stabilité en réduisant les sous-pressions dans le corps du barrage.

Dans certains cas, cette mesure peut être associée à un renforcement sur le côté aval (mise en place de remblai en terre, en enrochement, ou de BCR).

En ce qui concerne les nouveaux projets de barrages, l'installation d'un masque étanche spécial sur le parement amont est recommandée pour le BCR maigre ou le remblai dur. La situation du masque à l'amont rend sa réparation ou son remplacement facile.

La maçonnerie a été largement utilisée dans certains pays et est toujours une technique valable, mais nécessite des études de projet et une construction soignées. En général, les pierres de mauvaise qualité doivent être rejetées ; le ciment Portland sera préféré à la chaux ; des masques amont efficaces (géomembrane ou béton) sont recommandés.

In RCC dams, when no specific watertight barrier is provided in the design (no upstream facing), ageing may also be a great concern due to the closely jointed dam-body structure induced by the 30 cm lifts.

Concrete gravity dams are generally less sensitive to ageing since a good concrete can be considered as impervious. The ageing process is mainly concentrated along single cracks or joints.

It should be pointed out that the phenomenon is self-accelerating: chemical erosion of the material makes the material more pervious, increasing the leakage and the loss of material. After a time, mechanical erosion by the flow in small piping channels through the dam body is added to chemical erosion and might then lead to a drastic acceleration of the degradation.

Water running on the downstream face is another factor in ageing, especially in cold climates where the effect of frost can rapidly be damaging.

Failure statistics clearly show that masonry dams are particularly vulnerable. The primary reason is that masonry is a weaker material than concrete. However this weakness is most probably accentuated by the ageing process.

There are other causes of ageing related to different concrete pathologies, the best known of them being alkali-aggregate reaction which affects a lot of concrete gravity dams throughout the world. Low cement and water contents make RCC less sensitive than conventional vibrated concrete in this respect.

4.3. LESSONS FOR THE FUTURE

A great number of old masonry dams in all parts of the world are threatened by ageing. The actual trend in several countries (such as France) for masonry gravity dam refurbishment is to add a geomembrane facing on the upstream side. This eliminates or at least greatly reduces the main cause of ageing (chemical erosion by percolating water) and also improves stability by reducing the uplift pressure in the dam body.

In some cases, this can be associated with strengthening on the downstream side (earth, rockfill or RCC backfill).

As far as the new design of dams is concerned, the provision of a special watertight facing on the upstream side is recommended for lean RCC or hardfill. The upstream location of the facing makes it easy to repair or replace.

Masonry has been intensively used in some countries and still remains a valuable technique, but careful design and construction is vital. Weak stones must generally be rejected, Portland cement should be preferred to lime; positive upstream barriers (geomembrane or concrete) are recommended.

Une autre leçon a été tirée des ruptures de barrages-poids : les fondations de faible résistance et les surélévations imprévues du niveau de retenue sont les causes principales des ruptures.

Une fondation de faible résistance nécessite une adaptation du profil du barrage-poids.

Les surélévations imprévues du niveau de retenue sont un risque majeur pour les barrages-poids, en particulier pour les barrages de faible hauteur. Cela est associé à l'équilibre isostatique de l'ouvrage : lorsque la résistance au cisaillement du corps du barrage ou de la fondation est atteinte, il n'y a pas d'autre mode de résistance (à moins que le barrage ait une courbure en plan ou soit situé dans une vallée étroite). Le risque doit être examiné sous deux angles. Tout d'abord, une estimation approfondie et prudente des crues doit être faite. En outre, il est possible de choisir des profils en travers plus symétriques qui sont moins sensibles aux montées du niveau de retenue.

Another lesson from gravity-dam failures is that weak foundations and unforeseen rises in the reservoir level are the main causes of failures.

A weak foundation is dealt with by adapting the gravity-dam profile.

Unforeseen increases in reservoir level are a major risk for gravity dams, particularly for low dams. This is related to the isostatic equilibrium of the structure: when the dam-body or foundation shear resistance is reached, there is no alternative resistant mode (unless the dam is curved or located in a narrow valley). This risk must be addressed in two ways. First, a careful and conservative estimation of floods must be undertaken. In addition, it is possible to select more symmetrical profiles that are less sensitive to reservoir-level increases.

5. COMMENT RENDRE LES BARRAGES-POIDS MOINS CHERS ET PLUS SÛRS

Dans le présent chapitre, un certain nombre de concepts concernant la conception, la construction et l'exploitation des barrages-poids sont examinés. On montre que plusieurs idées prévalant couramment dans la profession doivent être revues à la lumière de l'expérience et de l'évolution des conditions économiques, en vue de rendre les barrages moins chers et plus sûrs.

5.1. ADAPTATION DU PROFIL EN TRAVERS DU BARRAGE AU SITE

Ce paragraphe est consacré au problème du choix du profil en travers optimal d'un barrage-poids, tenant compte des propriétés spécifiques des matériaux disponibles pour la fabrication du béton (sous-chapitre 5.1.1.), et de la fondation rocheuse (sous-chapitre 5.1.2.). Le cas particulier des barrages de faible hauteur et des batardeaux, qui justifient un certain assouplissement des critères, sera traité aux sous-chapitres 5.4. et 5.6.

5.1.1. Influence des matériaux disponibles pour la fabrication du béton

Le profil en travers classique d'un barrage-poids moderne n'est pas éloigné d'un triangle, avec un parement amont vertical (fruit = 0) et un parement aval incliné (fruit = 0,80, c'est-à-dire, $0,8 H / 1 V$). À retenue pleine, la résultante de toutes les forces passe près de l'extrémité aval du tiers médian de la base. Il en résulte que la contrainte normale, au pied amont du barrage, est faible. Suivant la pente réelle du profil et le poids volumique du béton, la contrainte est une compression ou une traction, mais elle reste faible. À retenue vide, les conditions sont inverses, la contrainte au pied aval étant faible. Ce sont ces raisons fondamentales qui ont conduit à la forme classique des barrages-poids actuels.

Cependant, pour les barrages de grande hauteur ou pour le béton de faible poids volumique, la contrainte de traction amont peut atteindre des valeurs inacceptables. C'est aussi le cas lorsque la charge dynamique du séisme de projet est prise en compte. La réponse est d'adoucir la pente aval (fruit aval > 0,80) ou de s'écarter du parement amont vertical (fruit amont > 0).

Lorsque du béton classique est utilisé, il est courant de prescrire un dosage en liant de 150 à 200 kg/m³. Ce dosage, associé à des granulats sains et à des compositions de bonne granulométrie, permet d'espérer une résistance à la compression à 90 jours d'au moins 25 MPa. Compte tenu de la valeur maximale de la contrainte de compression dans le barrage, une telle valeur de résistance à la compression est superflue. Par exemple, pour un barrage de 100 m de hauteur, *la contrainte maximale* (le long du parement aval au pied aval) *est seulement de 2,5 MPa*, conduisant à un coefficient de sécurité de 10. Pour un barrage de 50 m de hauteur, ce coefficient de sécurité peut atteindre la valeur de 20!

5. HOW TO MAKE GRAVITY DAMS CHEAPER AND SAFER

In this chapter a number of concepts related to the design, construction, and operation of gravity dams are discussed. It is shown that many of the commonly prevailing ideas in the profession must be pondered in the light of experience and the evolution of economic conditions. This should lead to cheaper and safer gravity dams.

5.1. DAM SECTION ADAPTED TO SITE

This paragraph is devoted to the question of selecting the optimum cross-section of a gravity dam, taking account of the specific properties of the materials available for manufacturing concrete (§ 5.1.1) and of the rock foundation (§ 5.1.2). The particular case of low dams and cofferdams, which justify some relaxation of the criteria, will be dealt with in §5.4 and § 5.6.

5.1.1. Influence of materials available for concrete manufacturing

The conventional cross-section of a modern gravity dam is not far removed from a triangle, with a vertical upstream face ($S_u = 0$) and a downstream face sloping at $S_d = 0.80$ (i.e. $0.8H/1V$). For a full reservoir, the resultant of all forces is close to the downstream edge of the middle third of the base. A consequence of this is that the normal stress U at the dam heel is small. Depending on the actual slope of the cross-section and on the unit weight of concrete, this stress may be compressive or tensile, but it remains small. For an empty reservoir the conditions are inverted, the stress D at the dam toe being small. These are the basic reasons for the conventional shape of modern gravity dams.

However, for high dams or for low-unit-weight concrete, the tensile stress developing upstream can reach unacceptable values. This is also the case when the dynamic loading of a design earthquake is taken into account. The answer is then to flatten the downstream slope ($S_d > 0.80$) or to depart from the vertical upstream face ($S_u > 0$).

When conventional concrete is used, it is common practice to specify a cementitious-materials content of 150 to 200 kg/m³. This content, together with sound aggregates and well-graded mixes, gives an expected 90 day compressive strength of at least 25 MPa. In light of the maximum compressive stress acting in the dam, such a high strength is needless. For instance, for a dam with a height of 100 m, the *maximum stress* (along the downstream slope at the toe) is *only 2.5 MPa*, yielding a safety factor for strength of 10. For a dam 50 m high, this safety factor can be as high as 20!

La raison d'obtention de cette résistance excessive est triple : (i) il est impossible de réaliser un béton homogène et maniable avec de faibles dosages en ciment, (ii) une résistance à la compression élevée garantit des résistances élevées à la traction et au cisaillement, (iii) afin d'assurer une bonne durabilité et une bonne résistance au gel, il peut être nécessaire de prescrire un dosage minimal en liant, au moins à proximité des parements.

Le point (ii) est vital pour la plupart des barrages-poids. Toute *traction* qui se manifeste à l'amont risque de mettre en péril la stabilité, même si cette traction est faible, car une fissure dans une zone où la pleine charge d'eau de la retenue s'applique permet une pénétration d'eau dans le corps du barrage et la naissance de sous-pressions dangereuses. Une *fissure* peut se former localement pour diverses raisons : contraintes thermiques, surélévation imprévue du niveau de retenue, charge dynamique due à un séisme. Une résistance élevée du béton à la traction offre une protection contre le risque de fissuration. En ce qui concerne les contraintes de cisaillement le long des joints de reprise horizontaux, elles sont combattues en recouvrant la surface de reprise avec un « bon » béton. Ce sont les raisons pour lesquelles un fort dosage en ciment est prescrit. Toutefois, dans beaucoup de barrages, la résistance du béton est encore bien supérieure à la valeur qui serait suffisante. On doit cependant souligner que ce qui vient d'être dit n'est pas valable pour les barrages en maçonnerie où la résistance à la traction est pratiquement nulle, ce qui explique un certain nombre de ruptures de barrages en maçonnerie (voir sous-chapitre 4.1.).

Une réponse à l'utilisation peu satisfaisante (et coûteuse) d'un béton trop résistant est apportée par le BCR. À l'opposé du béton classique, les compositions du BCR sont parfaitement adaptables à la résistance requise. Si un béton de qualité élevée est nécessaire, le BCR peut la fournir, mais un BCR de bonne maniabilité est également obtenu avec de faibles dosages en ciment lorsqu'une résistance élevée n'est pas nécessaire.

Par exemple, pour un barrage de 100 m de hauteur, un BCR avec un dosage en ciment ne dépassant pas 60 kg/m^3 est tout à fait acceptable. Il donne une résistance à la compression de 12 MPa, largement suffisante vis-à-vis de la contrainte maximale de 2,5 MPa mentionnée ci-dessus. La résistance à la traction correspondante est de l'ordre de 1,5 MPa tout à fait suffisante pour faire face à la contrainte de traction *effective* statique de 0,15 MPa au pied amont, et même à la contrainte de traction dynamique d'environ 1,3 MPa résultant d'un séisme d'accélération horizontale 0,1 g.

Cependant, il faut reconnaître que, dans le dernier cas, le coefficient de sécurité CS est à peine supérieur à l'unité et un projeteur attentif choisira vraisemblablement un matériau plus résistant. Cela est particulièrement nécessaire lorsqu'on tient compte de la résistance à la traction plus faible des surfaces de reprise. Le choix est ouvert : soit augmenter le dosage en ciment (par exemple, le porter à 120 kg/m^3 , de façon à obtenir une résistance à la traction de l'ordre de 2,6 MPa), soit donner une inclinaison au parement amont (fruit de 0,10). Les deux mesures conduisent au même coefficient de sécurité de 2 par rapport aux contraintes de traction dues à un séisme.

La bonne décision sera formulée *en termes de coûts*, puisque l'aspect sécurité est identique dans les deux cas. La comparaison est en faveur d'une légère augmentation du volume du barrage (11 %) plutôt que d'un doublement du dosage

The reason for this excessive strength is threefold: (i) it is impossible to achieve homogeneous and workable conventional concrete with low cement contents, (ii) a high compressive strength guarantees both high tensile and high shear strengths, (iii) concern for durability and for frost resistance may require a specified minimum cementitious content, at least near the faces.

Point (ii) is vital for most gravity dams. Any *tension* which develops upstream is a threat to stability, even if it is small, because a crack in a zone where the full hydraulic head of the reservoir prevails may allow water to ingress the dam body and develop a dangerous uplift force. A *crack* may form locally for any of several reasons: thermal stress, unexpected rise in reservoir level, dynamic loading due to an earthquake. A safeguard against cracking is obviously offered by the tensile strength of concrete. Regarding the shear stresses developed along horizontal lift joints, they are combated by covering the lift surface with “good” concrete. These are the reasons why high cement content is usually specified. However, in many dams the available strength of concrete is still far in excess of the value that would be adequate. It must be emphasized though that this statement is not valid for masonry dams where the tensile strength is practically nil, a fact which explains a number of masonry-dam failures (see § 4.1).

An answer to the unsatisfactory (and costly) use of too strong a concrete is given by RCC. In contrast to traditional concrete, RCC mixes are perfectly adjustable to the required strength. Should high-quality concrete be required, RCC can achieve it, but workable RCC can also be made with low cement contents when strength is not wanted.

For instance, for a 100 m high dam, RCC with a cement content of no more than 60 kg/m^3 is quite acceptable. It provides a compressive strength of 12 MPa, which is more than ample for the 2.5 MPa maximum stress mentioned above. The corresponding tensile strength is of the order of 1.5 MPa, which is quite sufficient to resist the static *effective* tensile stress $U' = 0.15 \text{ MPa}$ at the heel, and even to resist the dynamic tensile stress of about 1.3 MPa which would develop in the event of an earthquake with an horizontal acceleration of 0.1 g.

It must be recognized, however, that in the latter case the safety factor SF is hardly above unity and a careful designer will probably elect to have a stronger material. This is particularly necessary when considering the lower tensile strength of the lift surfaces. The choice is open: either to increase the cement content (for instance to 120 kg/m^3 , so as to obtain a tensile strength of about 2.6 MPa), or to give a slope $S_u = 0.10$ to the upstream face. Both changes result in the same safety factor ($SF = 2$) with respect to the tensile stresses due to earthquake.

The proper decision should be made *in terms of cost*, since the safety aspect is the same in both cases. The comparison is in favour of slightly increasing the dam volume (11%), rather than doubling the cement content (total expense 30 % more).

en ciment (surcoût de 30 %). De plus, dans la deuxième solution, une plus grande confiance est placée sur une résistance à la traction élevée, ce qui n'est jamais souhaitable.

Il faut aussi mentionner qu'une augmentation du volume du barrage plutôt que du dosage en ciment évite l'utilisation d'un béton de résistance élevée superflue : de ce fait, les divers problèmes de construction posés par la chaleur d'hydratation sont allégés. Il faut aussi retenir qu'une réduction de résistance conduit à une augmentation substantielle du coefficient de fluage (comme indiqué par E. Schrader, CANMET, 1995), les joints de contraction pouvant être omis à la limite.

Il arrive parfois également que *les granulats disponibles localement* ne sont pas de qualité suffisante pour l'obtention de la résistance requise. Au lieu d'essayer d'atteindre la résistance en utilisant plus de ciment – ce qui s'avère parfois irréalisable –, il est généralement possible d'adoucir les pentes des parements jusqu'à ce que les contraintes soient acceptables pour le béton de qualité inférieure fabriqué à partir des matériaux locaux. Par exemple, un simple passage d'un parement amont vertical à un parement de fruit 0,5 maîtrisera totalement les contraintes de traction dans un barrage de 100 m de hauteur, même pour un séisme de 0,1 g. À noter qu'une accélération pseudo-statique de 0,2 g correspond à une accélération de pointe d'assez grande valeur dans l'historique sismique. Sachant que la contrainte de compression maximale est très modérée, un béton de faible qualité, avec une résistance à la compression de seulement 6 MPa, est tout à fait acceptable. Ce barrage plus épais est vraisemblablement moins coûteux que l'ouvrage classique construit avec plus de ciment et de granulats de meilleure qualité transportés sur de longues distances.

Cette approche conduit au *barrage symétrique*. Du fait de la forme symétrique, le matériau n'exige de résistances élevées ni au cisaillement ni à la compression, et *il n'y a de contrainte de traction* en aucun point de la section. Il peut être réalisé avec de très faibles dosages en ciment. La mise en place d'un *masque d'étanchéité* sur le parement amont élimine les sous-pressions et permet de faire abstraction des spécifications relatives à l'étanchéité du corps du barrage qui peut donc être perméable (la situation est d'autant plus favorable que la perméabilité est plus élevée). Le masque amont maîtrise également les percolations à travers les joints ou les fissures du corps du barrage, qui peuvent ainsi se développer sans conséquences sur l'étanchéité ou la sécurité du barrage. C'est le principal rôle du masque amont dans le « barrage en remblai dur à parements symétriques », nouveau type de barrage dans lequel le BCR peu coûteux – qui est l'élément principal – a été appelé « remblai dur » (voir « Le barrage en remblai dur à parements symétriques : un nouveau concept pour le BCR », P. Londe et M. Lino, 1992).

La Fig. 4 donne, pour un barrage de 100 m de hauteur, la comparaison des contraintes verticales à la base, dans le type poids classique en béton et dans le type en remblai dur à parements symétriques de fruit 0,70 chacun.

Pour les deux types de barrage, la sous-pression est prise égale à 67 % de la force correspondant à une ligne de percolation rectiligne entre la pleine charge d'eau de la retenue, à l'amont, et une charge nulle au pied aval. Dans le barrage-poids, la contrainte normale totale au pied amont est inférieure à la charge d'eau de la retenue, ce qui signifie que la condition de Maurice Lévy n'est pas satisfaite et

In addition, in the second option greater reliance is placed on a high tensile strength, which is never advisable.

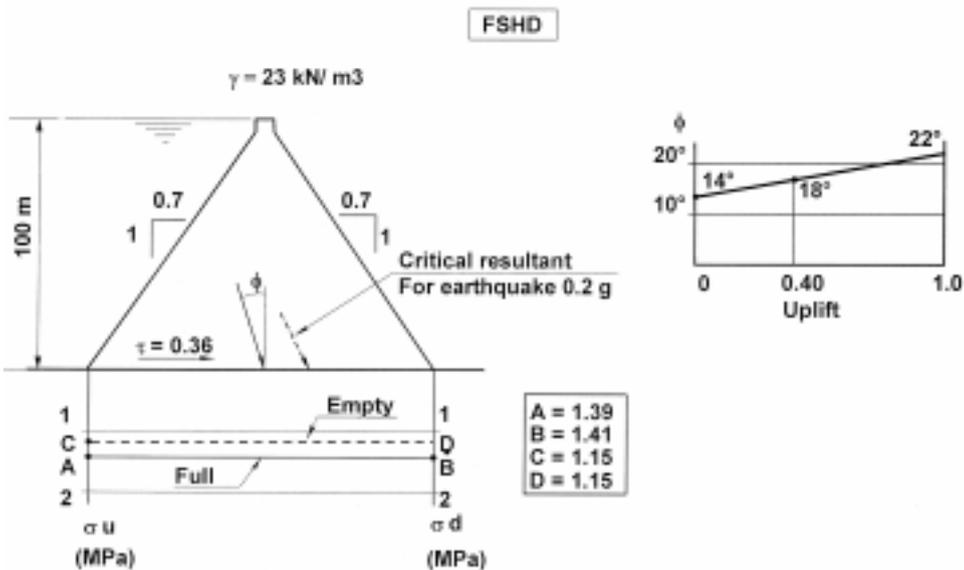
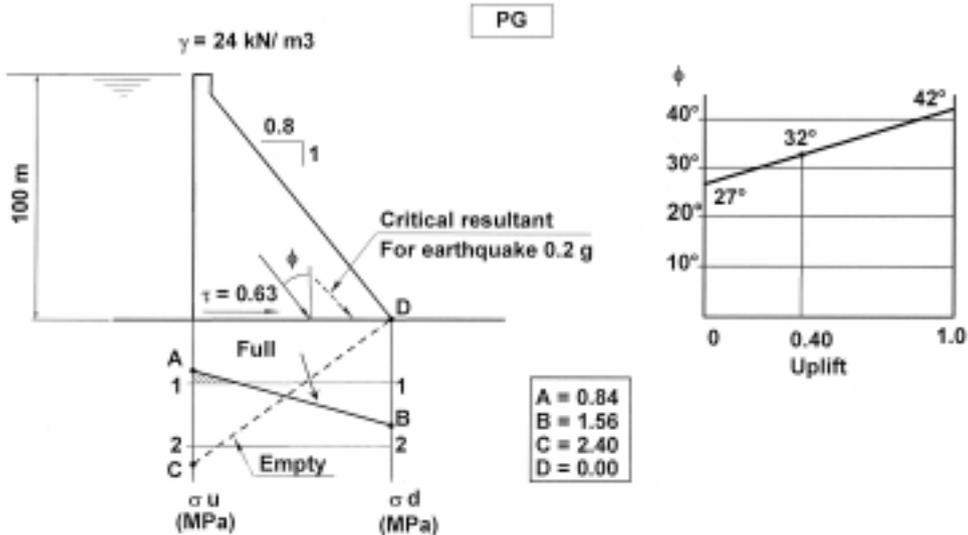
It is also worth noting that an increase in the volume of the dam rather than in the cement content avoids the use of unnecessarily strong concrete : by doing so, the various construction problems associated with the heat of hydration are alleviated. It should also be realized that a reduction in strength results in a substantial increase in the creep factor (as shown by E. Schrader, CANMET, 1995), to the extent that contraction joints can be omitted.

It also sometimes happens that *the poor-quality aggregates available locally* fail to achieve the required strength. Rather than try to gain strength by using more cement – something which may prove impractical – it is usually possible to flatten the face slopes to the point where the stresses are acceptable for the low-grade concrete produced with local materials. For example, simply changing the upstream slope from vertical to $S_u = 0.50$ would entirely overcome the tensile stresses in a dam 100 m high, even for a 0.1 g earthquake. Note that a pseudo-static acceleration of 0.2 g corresponds to a sizeable peak acceleration in the actual time-history of an earthquake. Knowing that the maximum compressive stress is very moderate, a poor-quality concrete with a compressive strength of only 6 MPa is quite acceptable. This thicker dam is likely to be cheaper than the conventional one built with more cement and better-quality aggregates hauled from far away.

This is the basic approach leading to *the symmetrical dam*. Owing to the symmetrical shape, the material requires neither high shear nor high compressive strengths and there is *no tensile stress* whatsoever in the section. It can be made with very low cement contents. By placing *a watertight facing* on the upstream side, uplift is eliminated, and with it go the specifications related to the imperviousness of the dam body, which can therefore be pervious (the more pervious the better.) The upstream facing also controls seepage through joints or cracks across the dam body, which can therefore develop with no consequence either on watertightness or on the safety of the dam. This is the main purpose of the upstream facing in the “Faced Symmetrical Hardfill Dam” (FSHD), a new type of dam in which this cheap RCC—which is its key component—has been named “hardfill” (see “FSHD: a new concept for RCC”, by P. Londe and M. Lino, 1992).

Fig. 4 shows the comparison, in terms of vertical stresses at the base, of a 100 m high conventional PG dam, and an FSHD dam of the same height with upstream and downstream slopes $S_u = S_d = 0.70$.

For both dams the uplift is taken at 67% of the force developed by a straight percolation line from full reservoir head upstream to no head at the dam toe. In the gravity dam the total normal stress U at the heel is less than the reservoir head, which means that the Maurice Lévy condition is *not* satisfied and a crack is likely to open. This situation is seriously worsened if an earthquake has to be considered. On



qu'une fissure se formera vraisemblablement. Cette situation est aggravée si un séisme doit être pris en compte. Au contraire, le barrage en remblai dur à parements symétriques procure une marge de sécurité confortable, avec, en outre, le fait très favorable que les contraintes sont uniformes de l'amont à l'aval et à peu près les mêmes pour la retenue pleine et la retenue vide. On a vérifié que même un fort séisme n'engendrait aucune traction dans le barrage en remblai dur symétrique, une

Fig. 4
Gravity dam stability analysis
Calcul de stabilité d'un barrage-poids

PG	<i>Poids/Gravity</i>
Critical resultant for earthquake 0.2 g	<i>Résultante critique pour un séisme de 0,2 g</i>
Full	<i>Retenue pleine</i>
Empty	<i>Retenue vide</i>
σ_u	<i>Contrainte amont</i>
σ_d	<i>Contrainte aval</i>
Uplift	<i>Sous-pression</i>
FHSD	<i>Barrage en remblai dur à parements symétriques</i>

the contrary, the FSHD provides a broad safety margin, with, in addition, the very favourable fact that stresses are uniform from upstream to downstream and almost the same for full and empty reservoirs. It has been checked that even a strong earthquake could not generate any tension in the FSHD, a significant difference with respect to the conventional gravity dam. The FSHD cross-section gives a favourable slope on the upstream face, reducing the magnitude of the hydrodynamic

différence importante par rapport au barrage-poids classique. Le profil en travers du barrage en remblai dur à parements symétriques présente une pente favorable à l'amont, réduisant la grandeur de la charge hydrodynamique. En outre, toute fissuration aura des conséquences bien moindres que dans le cas d'un profil classique de barrage-poids, du fait de la présence du masque amont et de la répartition uniforme des contraintes. Les valeurs de l'angle ϕ et de la contrainte moyenne de cisaillement τ sont environ la moitié de celles correspondant à un barrage-poids. Cela est un avantage important dans les sites où la roche est de mauvaise qualité, et même dans les sites propices où les fouilles de fondation peuvent être peu profondes.

Un récent calcul dynamique approfondi d'un barrage en remblai dur symétrique, de grande hauteur ($H = 125$ m), a démontré l'excellent comportement du profil en travers symétrique. La méthode des éléments finis fut appliquée dans le cas d'une charge sismique, avec une accélération de pointe de 0,30 g. Avec des hypothèses raisonnables relatives aux modules dynamiques et aux coefficients d'amortissement de la roche et du remblai dur, aucune contrainte de traction n'apparut à la base du barrage, ce qui est identique aux résultats du calcul avec une accélération pseudo-statique de 0,20 g. Une légère traction se manifestait localement près de la crête (moins de 0,1 MPa). La même analyse effectuée pour le barrage-poids classique indiquait de fortes contraintes de traction à la base et également en crête.

En raison de la présence d'un masque d'étanchéité sur le parement amont, le barrage en remblai dur de profil symétrique ne présente *aucune sous-pression dans le corps du barrage*. Les angles ϕ donnés sur la Fig. 4 s'appliquent à la fondation seulement. Dans le corps du barrage en remblai dur, les angles sont réduits de 4 degrés environ.

Un autre avantage du barrage en remblai dur à profil symétrique est sa parfaite résistance au *déversement par-dessus la crête*. Les contraintes sont pratiquement inchangées par la hauteur de la lame d'eau sur la crête, tandis que le barrage-poids classique devient instable pour une surélévation du niveau d'eau ne représentant qu'une faible fraction de la hauteur du barrage. La comparaison entre les deux types de barrage apparaît clairement sur la Fig. 5 qui est établie pour une hauteur de barrage de 100 m et un coefficient de sous-pression de 67 %. Même avant le déversement sur le barrage, des contraintes de traction (contraintes effectives amont < 0) apparaissent dans le profil du barrage-poids, tandis que le profil du barrage en remblai dur reste exempt de traction, quelle que soit la surélévation du niveau d'eau, avec de faibles valeurs de l'angle ϕ et de la contrainte de cisaillement moyenne τ_m .

L'examen ci-dessus démontre les améliorations importantes résultant de l'augmentation de volume d'un barrage. De plus, le niveau plus bas des contraintes permet d'utiliser un béton de qualité inférieure présentant une bonne résistance à la fissuration grâce à un module de déformation faible. Ce béton peut être beaucoup moins cher. Des économies sur le coût total sont obtenues lorsque le rapport de coût unitaire est supérieur au rapport de volume. Cette conclusion a été confirmée sur plusieurs sites. Le coût unitaire du béton de qualité inférieure a été examinée au sous-chapitre 3.5.

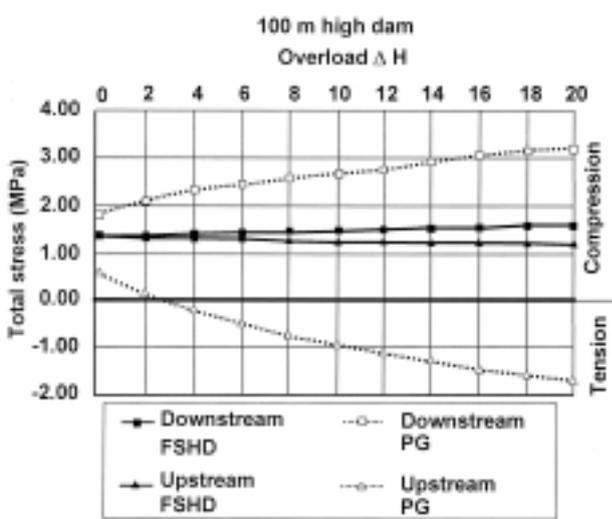
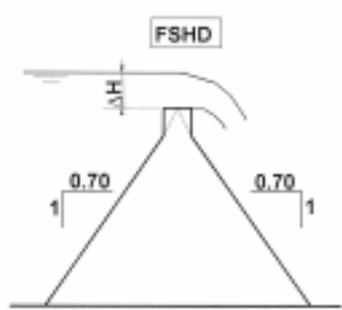
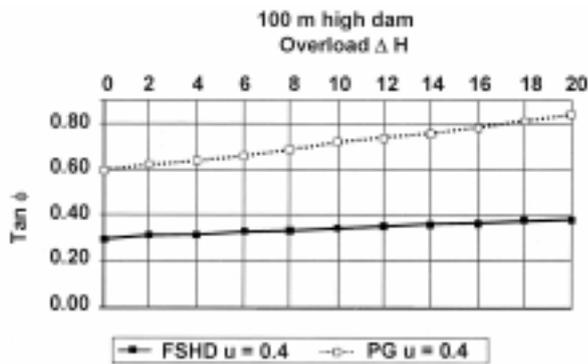
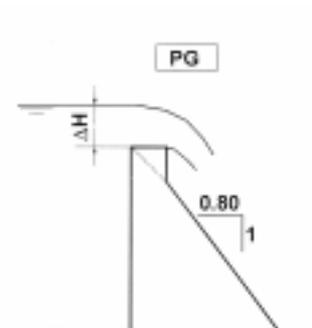
loading. In addition, any cracking would be of much less consequence than in a PG cross-section, due to the presence of the upstream facing and owing to the uniform distribution of stresses. The angle ϕ and the mean shear stress τ are about half the gravity-dam values. This is a major advantage in sites with rock of poor quality, and even in good sites it implies that foundation excavations can be shallower.

A recent thorough dynamic analysis of a high FSHD dam ($H = 125\text{m}$) has shown the excellent behaviour of the symmetrical cross-section. The finite-element method was applied to an earthquake loading given by a time-history with a peak acceleration of 0.30 g . With reasonable assumptions regarding the dynamic moduli and the damping coefficients of rock and hardfill, no tensile stresses appeared at the base of the dam section, which is similar to the computation results with a pseudo-static acceleration of 0.20 g . A slight tension developed locally near the crest (less than 0.1 MPa). The same analysis carried out for the conventional gravity dam (PG) indicated high tensile stresses both at the base and near the crest.

Owing to the watertight facing on its upstream side, the FSHD dam has *no uplift in the dam body*. The ϕ angles given in Fig. 4 apply for the foundation only. In the FSHD dam body angles are reduced by about 4 degrees.

Another valuable point is the perfect resistance of the FSHD dam profile to *overtopping*. Its stresses are practically unchanged by the height of water spilling over the crest, whereas the gravity dam becomes unstable for a water rise of even a small fraction of the height of the dam. The comparison between both dams is clear in Fig. 5, which is drawn for a height of 100 m and an uplift ratio of 67% . Even before the dam is overtopped, tensile stresses (U' effect. < 0) appear in the gravity section, whereas the FSHD section remains devoid of tension, whatever the water rise, together with low values of angle ϕ and of mean shear stress τ_m .

The above discussion demonstrates the spectacular safety improvements that can result from increasing the volume of a dam. In addition the lower stress level makes it possible to use a lower-grade concrete which has good resistance to cracking thanks to a low deformation modulus. This concrete can be much cheaper. Overall cost savings are obtained when the unit cost ratio is greater than the volume ratio. This conclusion has proved valid for many sites. The unit cost of the lower-grade concrete is discussed in § 3.5.



5.1.2. Adaptation du profil en travers du barrage à une fondation de faible résistance

Lorsque la résistance de la fondation est plus faible que celle du béton du barrage, la conception est influencée par les caractéristiques de la fondation. Deux cas doivent être pris en considération : (i) il y a un *plan de faible résistance* dans la formation rocheuse, par exemple une veine d'argile peu résistante; (ii) la masse rocheuse présente, *de façon homogène, une faible résistance* en raison de l'existence d'un grand nombre de diaclases, ou de l'altération du matériau rocheux, ou des deux situations.

Le cas (i) est explicite, à condition que le plan de faible résistance ait été bien identifié, en termes d'emplacement et de résistance au cisaillement. Il s'agit d'un simple problème de mécanique des roches dans lequel l'équilibre est obtenu en comparant les contraintes appliquées par le barrage avec la résistance au cisaillement de l'accident géologique en question.

Fig. 5

Resistance to overtopping

Résistance à un déversement par-dessus le barrage

PG	<i>Poids/Gravity</i>
FHSD	<i>Barrage en remblai dur à parements symétriques</i>
100 m high dam	<i>Barrage de 100 m de hauteur</i>
Overload ΔH	<i>Surcharge ΔH</i>
u (uplift ratio) = 0.4	<i>u (rapport de sous-pression) = 0,4</i>
Total stress (MPa)	<i>Contrainte totale (MPa)</i>
Compression	<i>Compression</i>
Tension	<i>Traction</i>
Downstream	<i>Aval</i>
Upstream	<i>Amont</i>

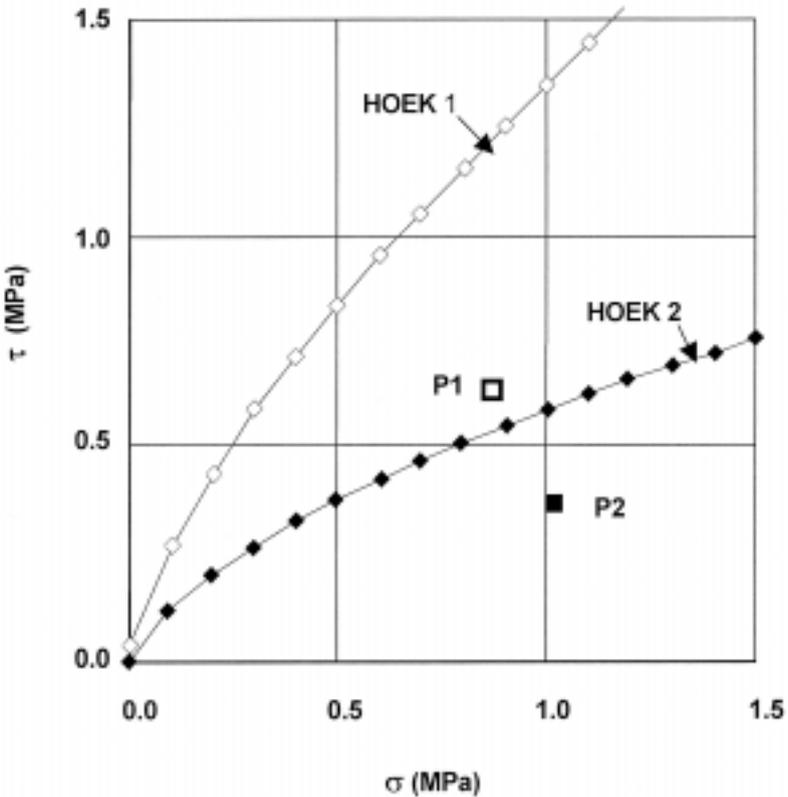
5.1.2. Adjusting the dam section to weak rock foundation

When the foundation strength is lower than the dam-concrete strength, the design is governed by the characteristics of the foundation. Two cases have to be considered : (i) there is a *weak plane* in the rock formation under the dam body, e.g. a low-strength clay seam, (ii) the rock mass is *homogeneously weak* owing to the presence of a large number of joints, or due to the weathering of the rock material, or both.

Case (i) is straightforward, provided that the weak plane has been well identified, both in position and in shear strength. It is a simple rock mechanics problem in which equilibrium is obtained by comparing the stresses applied by the dam with the available shear resistance of the geological feature in question.

Le cas (ii) est plus délicat car il nécessite une étude de la résistance globale de la masse rocheuse. Cette étude a été effectuée de façon approfondie par Hoek et Brown qui ont proposé une méthode empirique pour déduire facilement les enveloppes de Mohr à partir des caractéristiques des diaclases, et de la minéralogie et de la résistance à la compression du matériau rocheux.

À titre d'exemple, la Fig. 6 donne l'enveloppe de Mohr (σ et τ), désignée par HOEK 1, d'une fondation rocheuse d'assez bonne qualité. La formation rocheuse est constituée de granite ne comportant pas beaucoup de diaclases et présentant une résistance à la compression de 35 MPa. Pour le domaine de contraintes considéré ici, l'enveloppe de Mohr est à peu près équivalente à une ligne droite de Coulomb caractérisée par $\phi = 46^\circ$ et $C = 0,1$ MPa.



En vue de comparer cette résistance présentée par la fondation avec la charge appliquée par le barrage, la contrainte normale moyenne σ et la contrainte de cisaillement moyenne τ , engendrées par le barrage à son contact avec la fondation, figurent *sur le même graphique*. Ces valeurs moyennes fournissent une estimation acceptable de la charge globale produite par la résultante de toutes les forces appliquées au barrage (poids mort, charge d'eau de la retenue, force de sous-pression). Par exemple, le point P1 correspond à un barrage-poids classique PG (fruit amont = 0, fruit aval = 0,8), d'une hauteur H de 100 m, d'une masse volumique $\gamma = 2,4$ t/m³, avec un rapport de sous-pression $u = 67$ % (c'est-à-dire 67 % de la force

Case (ii) is more delicate, as it requires an assessment of the overall strength of the rock mass. This assessment has been thoroughly treated by Hoek and Brown who proposed an empirical method for easily deducting Mohr envelopes from the characteristics of the jointing and of the rock material mineralogy and compressive strength.

Fig. 6, as an example, gives the Mohr envelope (σ and τ), marked HOEK 1, of a fair-quality rock foundation. The geological formation consists of granite without too many joints and with a material compressive strength of 35 MPa. For the stress range considered here, the Mohr envelope is approximately equivalent to a Coulomb straight line characterized by $\phi = 46^\circ$ and $C = 0.1$ MPa.

Fig. 6
Gravity dam on poor foundation
Barrage-poids sur une fondation de mauvaise qualité

In order to compare this available foundation resistance with the load applied by the dam, it is proposed here to plot *on the same graph* the mean normal stress σ and the mean shear stress τ developed by the dam at its contact with the foundation. These mean values provide a fair assessment of the global loading produced by the resultant of all forces applied to the dam (dead weight, reservoir water thrust, uplift force). For instance, point P1 in Fig. 6 corresponds to a conventional PG dam (upstream slope $S_u = 0$, downstream slope $S_d = 0.80$), with a height $H = 100$ m, a relative density (relative to water) $\gamma = 2.4$, an uplift ratio $u = 67\%$ (i.e. 67 % of the uplift force developed by the full-head percolation line). Point P1 plots well *below*

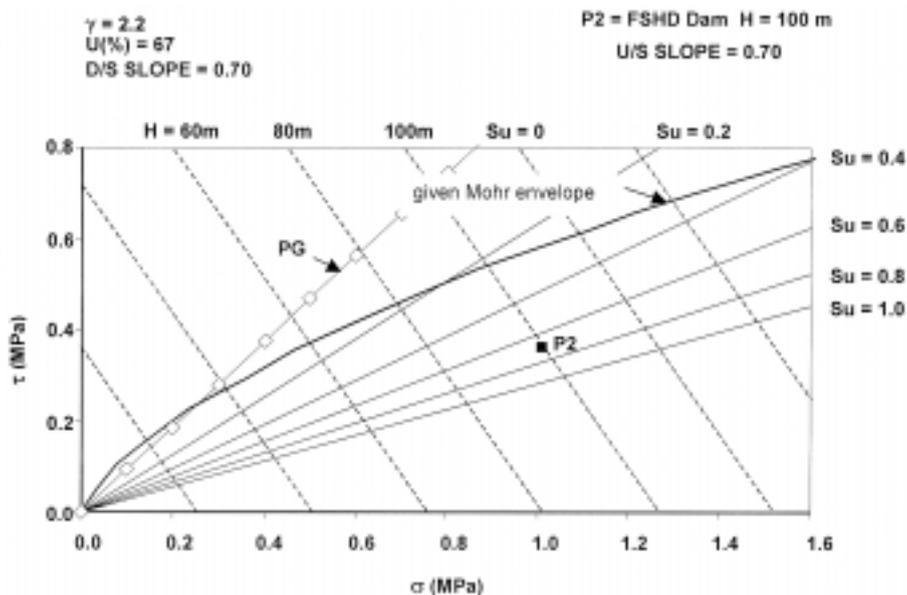
de sous-pression développée par la ligne de percolation correspondant à la pleine charge). Le point P1 est situé bien *au-dessous* de l'enveloppe de Mohr de la roche de fondation et traduit que le barrage est *faisable* sur le site, ce qui est évident pour un ingénieur expérimenté. Il est nécessaire qu'il y ait une certaine distance entre le point P1 et la courbe pour avoir une marge de sécurité et pour se protéger vis-à-vis de la différence entre les valeurs *moyennes* utilisées pour le point P1 et les valeurs élevées qui se manifestent localement dans certaines zones de la base du barrage.

Considérons un autre site, avec une *roche de faible résistance*. Ici, la roche est un grès très diaclasé, dont les joints rapprochés sont altérés, avec remplissage d'argile. La roche est suffisamment tendre pour être découpée manuellement au couteau (type R2 dans la classification de la Société Internationale de Mécanique des Roches) et sa résistance à la compression est de 20 MPa. L'enveloppe de Mohr est désignée par HOEK 2 sur la Fig. 6 (la ligne droite de Coulomb, à peu près équivalente à la courbe, est caractérisée par $\phi = 23^\circ$ et $C = 10$ MPa). Dans le cas présent, P1 est *au-dessus* de la courbe. Le barrage-poids classique PG proposé n'est donc *pas faisable* sur le site.

Que peut-on faire? Il est possible de réduire les contraintes à la base du barrage *en inclinant le parement amont*. Supposons que le fruit du parement amont soit pris égal à 0,60 au lieu de 0 (parement vertical). Le point P1 se déplace en P2, position bien *au-dessous* de l'enveloppe de Mohr de la fondation de faible résistance. Le barrage est *faisable*.

On démontre ici qu'il est possible de construire un barrage-poids sur une fondation de très faible résistance, à condition de donner une pente significative au parement amont. Dans l'exemple ci-dessus, qui représente un barrage réel, une étude détaillée des contraintes a montré que, pour un même volume, il était préférable d'avoir un barrage *symétrique* avec des fruits amont et aval de 0,70 plutôt qu'un barrage avec des fruits respectivement de 0,60 et 0,80.

Sur la Fig. 7, le point P2 correspond à un barrage symétrique (en remblai dur) avec des fruits de 0,80 et une masse volumique $\gamma = 2,2$ t/m³, en vue de permettre



the Mohr envelope of the foundation rock, which means that the proposed dam is *feasible* at this site, as was obvious for any experienced engineer. It is necessary to have a certain distance between point P1 and the curve to provide a margin of safety and to cover the difference between the *mean* values used for point P1 and the higher values which develop locally in some areas of the dam base.

Let us now consider another site, one with *weak rock*. In this example the rock is a highly tectonized sandstone where the joints, which are closely spaced in all spatial dimensions, are weathered and clayey. The rock material is soft enough to be cut with a hand knife (type R2 in the ISRM classification) and its compressive strength is 20 MPa. The Mohr envelope is marked HOEK 2 in Fig. 6 (the Coulomb straight line approximation of the curve yields $\phi = 23^\circ$ and $C = 0.10$ MPa). In this case point P1 is *above* the curve. The proposed PG dam is therefore *not feasible* on this site.

What can be done? It is possible to reduce the stresses at the dam base by adopting a *sloped upstream face*. Let us assume that the upstream slope is made equal to $S_u = 0.60$ instead of $S_u = 0$ (vertical). Point P1 is moved to P2, a position comfortably *below* the Mohr envelope of the weak foundation. This dam is *feasible*.

It is shown here that *it is possible to build a gravity dam on a very weak foundation*, provided that the upstream face be given a significant slope. In the above example, which is an actual dam, a detailed study of the stresses has shown that, for the same total volume, it is preferable to have a *symmetrical* dam with upstream and downstream slopes of 0.70 rather than 0.60 and 0.80 respectively.

In Fig. 7, point P2 corresponds to a symmetrical dam (FSHD) with slopes of 0.70 and a relative density of $\gamma = 2.2$ in order to allow for use of a cheap lower-grade

Fig. 7

Symmetrical dam (FSHD) on a poor foundation

Barrage à profil symétrique (en remblai dur) sur une fondation de mauvaise qualité

$\gamma = 2.2$
 $U (\%) = 67$
 D/S slope = 0.70
 P2 = FSHD Dam H = 100 m
 U/S slope = 0.70
 PG
 H
 Su

*Masse volumique $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$
 Rapport de sous-pression $U = 67 \%$
 Fruit aval = 0,70
 P2 = Barrage à profil symétrique en remblai dur,
 de hauteur $H = 100 \text{ m}$
 Fruit amont = 0,70
 Poids/Gravity
 Hauteur
 Fruit amont*

l'utilisation d'un béton de qualité inférieure, peu coûteux. Avec un masque amont d'étanchéité, le « remblai dur » peut être adopté. De plus les lignes d'égale hauteur et d'égal fruit amont facilitent l'étude des sections de barrage possibles pour la fondation de faible résistance, à partir de l'enveloppe de Mohr.

La solution barrage en enrochement à masque amont en béton peut avoir un coût à peu près identique, mais son évacuateur de crue est généralement beaucoup plus cher (dans le cas de débits de crue élevés). Un autre aspect à considérer est que le barrage symétrique en remblai dur n'est pas sensible à un déversement sur la crête, contrairement au barrage en enrochement à masque amont. Cela permet des économies supplémentaires de coût du fait de l'importante réduction de la revanche.

Dans des sites où les conditions sont défavorables à un barrage en béton, la construction d'un barrage en remblai dur à parements symétriques présente toute sécurité et est économique. Dans certains cas, la roche de faible résistance existe seulement dans la zone supérieure et un barrage symétrique en remblai dur peut y être fondé, avec des fouilles peu profondes.

Conclusions

Ce sous-chapitre 5.1. a attiré l'attention sur le barrage en remblai dur à parements symétriques. La raison principale est que ce nouveau type de barrage entraînera vraisemblablement des réductions de coût (voir Annexe A), associées à des améliorations de la sécurité, en particulier pour les sites où les fondations, les crues ou les séismes rendent problématique la construction d'un barrage-poids. Le barrage symétrique n'est cependant pas la seule réponse. Il y a des sites où les conditions locales appellent d'autres adaptations du profil du barrage-poids et où un profil non symétrique peut être préféré. Il y a lieu de rappeler que le concept initial de barrage-poids symétrique a été proposé dès 1976 par J. Raphael (alors Professeur à l'Université de Berkeley) qui imagina que l'addition d'un peu de ciment à un barrage en enrochement de talus raides, en vue d'obtenir la cohésion nécessaire, était une solution possible pour l'avenir. L'examen présenté ici suit les mêmes réflexions et est corroboré par la conception et la construction des premiers barrages en remblai dur à parements symétriques.

5.2. MAÎTRISE DES SOUS-PRESSIONS DANS LE CORPS DU BARRAGE

5.2.1. Maîtrise des sous-pressions et matériaux de construction

La sous-pression dans le corps du barrage est maîtrisée en ayant une perméabilité qui augmente en direction du parement aval.

Dans les barrages en maçonnerie, le parement amont en moellons équarris, parfaitement jointoyés, constitue la barrière étanche ; il est nettement plus imperméable que le corps du barrage. Le parement aval doit être muni de trous de drainage pour assurer une répartition satisfaisante des pressions interstitielles.

Dans les barrages en béton, la perméabilité du béton de masse est faible et homogène. À retenue pleine, les contraintes de compression (et éventuellement les

concrete. With a watertight upstream facing, “hardfill” can be used. In addition, the lines of equal heights and equal upstream slopes make for easy discussion of the dam sections possible for the weak foundation, as given by its Mohr envelope.

The alternative rockfill dam (CFRD) may cost about the same, but its spillway could be much more costly (in the case of high floods). Another aspect worth considering is that the FSHD dam is not sensitive to overtopping, as opposed to the CFRD dam. This yields additional cost savings through a significant reduction of the freeboard.

In sites with adverse conditions for a concrete dam, the FSHD dam can be built safely and economically. In some cases the weak rock is only present as an overburden on which the FSHD dam can be founded, with shallow excavation.

Concluding remark

In this section (§ 5.1) emphasis has been put on the FSHD dam. The main reason is that this new type of dam is likely to engender cost savings (see Appendix A) associated with safety improvements, particularly on sites where foundations, floods, or earthquakes make a gravity dam questionable. The symmetrical dam is not the only answer however. There are sites where local conditions would call for other adjustments of the gravity-dam profile and where a non-symmetrical section could be preferred. It is worth recalling that the original concept of the symmetrical gravity dam was proposed as early as 1976 by J. Raphael (then Professor at Berkeley University) who imagined that adding a little cement to steep a rockfill dam so as to obtain the required cohesion was possibly an economical solution for the future. The discussion presented here follows the same lines of thought, and is supported by the design and construction of the first FSHDs.

5.2. UPLIFT CONTROL IN THE DAM BODY

5.2.1. Uplift control and construction materials

Uplift in the dam body is controlled by having a permeability distribution that increases towards the downstream face.

In masonry dams, the carefully-jointed squared masonry facing is the impervious barrier “it is clearly more impervious than the dam body. The downstream face must be drained by drainage holes to ensure satisfactory pore-pressure distribution.

In concrete dams, the permeability of the concrete mass is low and homogeneous. Under full-reservoir conditions, compressive stresses (and possibly

contraintes de traction) sont faibles près du parement amont et fortes près du pied aval, ce qui constitue des conditions favorables au développement de pressions interstitielles élevées sous le barrage.

Un drainage est donc vital pour assurer la stabilité du barrage. Un contrôle piézométrique est nécessaire pour vérifier que la pression ne dépasse pas la valeur de projet. Les dispositifs de drainage doivent être soigneusement conçus et installés, et régulièrement entretenus pendant toute la durée de vie du barrage.

Avec le développement du BCR, une nouvelle méthode de maîtrise des pressions interstitielles est apparue. En raison de la structure fortement anisotrope du BCR, avec des joints horizontaux à des intervalles de 30 cm, la pression interstitielle est un sujet de grande préoccupation.

Deux réponses principales ont été données par les concepteurs-projeteurs :

- Rendre étanche le BCR, même aux joints entre couches : cette approche est généralement associée à des compositions de BCR de bonne qualité (béton avec dosage élevé en liant), à un traitement des joints et à des prescriptions de mise en place soigneusement élaborées, en vue d'obtenir un béton de résistance élevée et de faible perméabilité.

- Constituer un parement amont étanche (augmentation du dosage en ciment et traitement des joints dans la zone amont), masque en béton classique, masque en béton armé, membrane amont d'étanchéité, etc..

Dans le cas d'un barrage en remblai dur à parements symétriques, la seconde approche est un élément-clé. Un masque d'étanchéité est mis en place après exécution du remblai dur afin de maîtriser les problèmes de fissuration thermique.

5.2.2. Conception du masque amont

Le masque amont est conçu en vue de maîtriser les pressions interstitielles. Il associe une barrière étanche et un dispositif de drainage, et remplit les fonctions suivantes :

- limitation des fuites à travers le barrage,
- maîtrise des pressions interstitielles, améliorant les conditions de stabilité,
- masse du béton maintenue sèche, en vue d'assurer la durabilité du matériau.

Une conception très soignée du masque amont permettra d'obtenir des économies de coût.

L'Annexe B donne quelques exemples de conception du masque amont.

Masque en béton armé

Cette conception découle directement du masque amont en béton de barrages en enrochement. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- dalles d'épaisseur $0,3 + 0,007 H$ (m) environ,
- armatures continues traversant les joints « verticaux » (1 % horizontalement),

tensile stresses) are low near the upstream face and are high near the toe, resulting in conditions conducive to the development of high pore pressure under the dam.

As a consequence, drainage is vital to ensure dam stability. Piezometric monitoring is required to check that the pressure does not exceed the design level. Drainage systems must be properly designed and constructed and must be regularly maintained throughout the lifetime of the dam.

With the development of RCC, a new approach to pore-pressure control appeared. Owing to the highly anisotropic structure of RCC, with horizontal joints at 30 cm intervals, pore-pressure is a major concern.

Two main responses have been given by the designers:

- Making RCC impervious, even at the joints between layers: this approach is generally associated with high-grade RCC mixes (high-paste concrete), joint treatment, and elaborate placement requirements, in order to make a high-strength, low-permeability concrete.
- Providing an impervious upstream bedding mix (increased cement content and joint treatment in the upstream zone), conventional concrete facing, reinforced concrete facing, upstream membrane, etc..

As far as the FSHD dam is concerned, the second approach is a key component. An impervious facing is placed after completion of the hardfill dam body to overcome any difficulties with thermal cracking.

5.2.2. Upstream facing design

The upstream facing is designed to control pore pressure. It associates an impervious barrier and a drainage system. It ensures the following functions :

- limitation of leakage through the dam,
- pore pressure control, improving stability conditions,
- keeping the concrete mass dry, thus ensuring the durability of the material.

Cost reductions should be achieved by improved design of the upstream facing.

Appendix B gives some examples of upstream-facing design.

Reinforced-concrete facing

This design is directly derived from the CFRD upstream facing. The main features are as follows :

- slab thickness: $0.3 + 0.007 H$ (m) approximately,
- continuous reinforcement through the “ vertical ” joints (1% horizontally),

- joint périmétral entre le masque et le socle de fondation, muni de waterstops,
- drainage entre le masque et le corps du barrage.

Masque constitué d'une géomembrane

Ce masque constitué d'une géomembrane est une solution très intéressante. Les géomembranes en PVC ont été utilisées fréquemment et avec succès pour réparer les parements amont verticaux de barrages-poids anciens. Cette technique a été également appliquée aux parements amont verticaux de récents barrages en BCR (Riou en France, Concepcion au Honduras, etc...).

Il est possible d'adapter la solution existante (membrane en PVC étendue entre des feuilles d'acier assurant une fonction de drainage) pour des parements inclinés. Cependant, la glace et les corps flottants peuvent être plus agressifs sur un parement incliné et une protection (dalles en béton) de la membrane peut s'avérer nécessaire.

Cette conception est très économique, le masque constitué d'une géomembrane étant moins coûteux qu'un masque en béton armé.

Masque en acier

Le masque constitué de tôles d'acier soudées est une solution possible pour les étanchéités amont. Actuellement, cette conception peut s'avérer économique pour des barrages de grande hauteur.

5.3. CONCEPTION DE LA CRÊTE ET DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

5.3.1. Évacuateur de surface à seuil libre

Un évacuateur de surface à seuil libre est la solution habituelle pour des capacités de débit inférieures à 100 m³/s. La nappe déversante a généralement une épaisseur de 1 à 2 mètres. C'est la solution la plus courante pour les évacuateurs de capacité entre 100 et 1 000 m³/s, et elle est utilisée pour un tiers des évacuateurs de capacité dépassant 1 000 m³/s (la nappe atteint parfois une épaisseur de 5 à 10 m). Un certain nombre de ces évacuateurs sont des ouvrages latéraux implantés sur les rives.

La forme la plus courante est le profil Craeger, dont le débit spécifique (m³/s/m) est approximativement égal à $2 H^{1.5}$ (H étant la charge hydrostatique de la nappe), et qui est facile à construire en béton et même en maçonnerie.

Une augmentation de débit de près de 10 % (correspondant à une augmentation d'épaisseur de lame de 6 % environ) est possible si un profil de meilleure performance est utilisé (voir Fig. 8). Cela nécessite, toutefois, des coffrages plus coûteux, mais est particulièrement intéressant pour des débits élevés, des barrages de grande hauteur, et des sites où le niveau d'eau maximal ne doit pas être dépassé.

- peripheral joint between the facing and the foundation plinth equipped with waterstops,
- drainage between the facing and the dam body.

Geomembrane facing

Geomembrane facing is a very promising solution. PVC membranes have frequently and successfully been used to repair the vertical upstream faces of old gravity dams. The technique has also been used for the vertical upstream face of new RCC dams (Riou dam in France, Concepcion dam in Honduras, etc.).

It is feasible to adapt the existing solution (PVC membrane stretched between steel sections ensuring a drainage function) for inclined slopes. However ice and debris might be more aggressive on an inclined face and a protection (concrete slabs) of the membrane may proved necessary.

This design is very cost-effective, the membrane facing being less expensive than a reinforced-concrete one.

Steel facing

Welded steel is an alternative solution for upstream facing. At present, it might be an economical design for high dams.

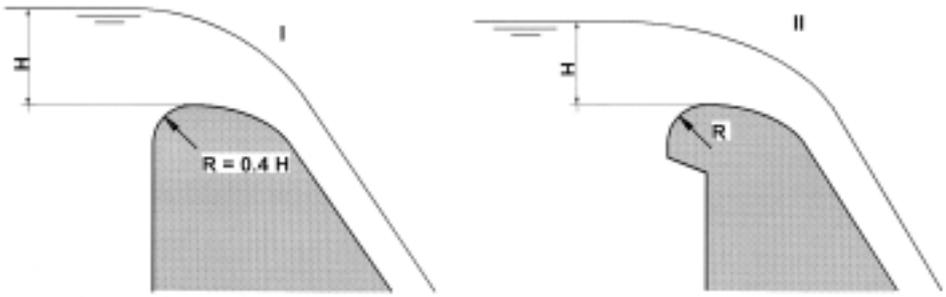
5.3. CREST AND SPILLWAY DESIGN

5.3.1. Ungated surface spillway

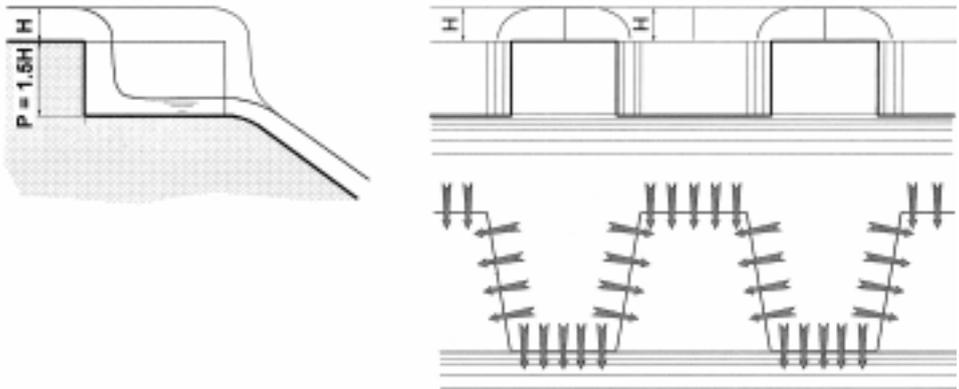
An ungated surface spillway is the usual solution for spillways of less than 100 m³/s capacity. The depth of the nappe is generally 1 to 2 metres. It is the most common solution for spillways with capacities of 100 to 1 000 m³/s, and is used for one third of spillways with capacity in excess of 1000 m³/s (the depth of the nappe can sometimes attain 5 to 10 metres). A number of them are side spillway located along the bank.

The most common shape is the Craeger profile, the specific discharge (m³/s/m) of which is approximately $2 H^{1.5}$ (where H is the hydrostatic depth of the nappe), and which is easy to build in concrete and even masonry.

Close to 10 % higher discharge (corresponding to about 6 % in nappe depth) can be attained if a profile with better performance is used (see Fig. 8). This will require more costly formwork however, but is particularly of interest for high discharges, high dams, or sites where the maximum water level must not be exceeded.



L'épaisseur de la lame (ou, en d'autres termes, la hauteur du barrage ou la perte de capacité de stockage) peut être réduite en adoptant un évacuateur en labyrinthe fixe qui nécessite un léger épaissement de la crête du barrage (Fig. 9). La diminution de l'épaisseur de la lame peut atteindre 40 % environ. Le débit ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) est égal approximativement à $3 H \sqrt{P}$ (P étant la hauteur des murs du labyrinthe) pour une conception courante. Cette solution est particulièrement intéressante pour de grands évacuateurs, des barrages de grande hauteur, et dans des pays où le coût de la main-d'œuvre qualifiée est peu élevé. Elle n'est pas recommandée dans des climats très froids où la retenue peut rester gelée pendant de longues périodes. Les évacuateurs en labyrinthe ont été principalement adoptés pour des débits de 100 à 1 000 m^3/s .



5.3.2. Évacuateurs de surface vannés

Il y a pratiquement deux types de vannes modernes :

- les *vannes clapets* qui sont utilisées surtout pour des épaisseurs de nappe et des débits modérés (moins de 1 000 m^3/s) et sont faciles à installer sur la crête des barrages-poids,
- les *vannes segments* qui sont la solution courante pour des débits très élevés. Souvent, trois ou quatre vannes, presque aussi larges que hautes, sont adoptées pour des débits inférieurs à 5 000 m^3/s , et un plus grand nombre pour des débits supérieurs. Des vannes segments ont souvent 15 m de hauteur (permettant un débit unitaire de plus de 1 000 m^3/s) et atteignent parfois 20 m de hauteur.

Fig. 8
Spillway profile
Profils d'évacuateur de crue à seuil libre

The depth of the nappe (or in other words, the height of the dam or the loss of storage capacity) can be reduced much more by using a fixed labyrinth spillway, which entails slightly thickening the top of the dam (see Fig. 9). The gain here can be about 40 % of nappe depth. The discharge ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) is about $3 H \sqrt{P}$ (where P is the height of the walls) for routine design. This solution is of interest above all for large spillways, high dams, and countries where qualified labour is inexpensive. It is not recommended for very cold locations where the reservoir may be frozen for long periods. Fixed labyrinth spillways have been used mostly for discharges of 100 to $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Fig. 9
Labyrinth spillway
Évacuateur de crue en labyrinthe

5.3.2. Gated surface spillways

In practice there are two types of modern gates:

- *flap gates*, which are used above all for moderate nappe depths and discharges (less than $1000 \text{ m}^3/\text{s}$), and which are easy to install on top of gravity dams,

- *radial gates*, which are the usual solution for very high discharges. Often three or four gates almost as wide as they are high are used for discharges less than $5000 \text{ m}^3/\text{s}$, and a larger number are used for higher discharges. Radial gates are often 15 m high (allowing a unit discharge of more than $1000 \text{ m}^3/\text{s}$), and can sometimes be close to 20 m high.

Les ouvrages de génie civil représentent une large part du coût. La durée totale de construction est longue. Étant donné que ces travaux sont programmés à la fin de la période de construction, la date de mise en eau peut être retardée.

Des ponts ont été souvent construits au-dessus des tabliers des vannes segments. Cette disposition, qui risque de nuire à la sécurité d'évacuation en cas de blocage des vannes, n'est pas recommandée : alors que le risque inhérent aux clapets est une ouverture intempestive, le risque associé aux vannes segments est leur blocage en position fermée.

5.3.3. Éléments fusibles

Qu'ils soient traditionnels ou modernes, les éléments fusibles permettent l'évacuation des crues moyennes (périodes de retour de 50 à 200 ans, par exemple) sans dégâts, mais peuvent être partiellement ou même totalement détruits par des crues exceptionnelles. Ils montent actuellement en faveur, du fait que les très grandes crues (trois fois la crue centennale) sont de plus en plus prises en considération, leur maîtrise par des solutions classiques s'avérant coûteuse.

De plus, les éléments fusibles peuvent être facilement installés sur la crête de barrages-poids nouveaux ou existants.

Flashboards

Des flashboards sont souvent utilisés sur de petits évacuateurs de crue aux États-Unis. Ils sont constitués d'éléments verticaux encastrés sur la crête de l'évacuateur, et sont conçus pour s'effacer et/ou être détruits lors de crues exceptionnelles, le déversement des petites crues sur leur crête les laissant intacts.

Ils sont peu coûteux, mais leur fonctionnement n'est pas très précis et l'hydrogramme de l'écoulement à l'aval varie beaucoup. Si quelques précautions sont prises, cette solution peut être intéressante pour un grand nombre d'évacuateurs ayant des capacités de l'ordre de 50 m³/s.

Hausses fusibles

Les hausses fusibles sont constituées d'une série de modules alignés sur la crête d'un évacuateur. Ces modules sont stables lorsqu'ils sont submergés par les crues les plus fréquentes. Les très fortes crues (périodes de retour supérieures à 100-200 ans) produisent le basculement d'un ou plusieurs modules (suivant l'intensité de la crue). Le basculement résulte de la sous-pression et chaque module peut être conçu pour basculer pour un niveau d'eau différent.

Divers paramètres sont susceptibles d'affecter la précision d'évacuation des débits correspondant au basculement des différents éléments. Pour une différence donnée entre le niveau des plus hautes eaux et le niveau normal de retenue, le débit spécifique est 3 à 4 fois celui d'un évacuateur à seuil libre.

Dans le cas de très forts débits, des hausses fusibles (submersibles ou non) peuvent être associées à des vannes classiques évacuant les crues les plus fréquentes.

Civil works represent a large part of the cost. The total construction time is long. Since this work is phased at the end of the construction period, the impounding date may be delayed.

An efficient sill profile is justified despite the higher formwork cost. Bridges have sometimes been built above the skinplates of radial gates. Since this arrangement does not safely allow any discharge if all the gates are jammed, it is not recommended : whereas the operational risk of flap gates is unwanted opening, the risk with radial gates is that they may be jammed in the closed position.

5.3.3. Fuse plugs

Whether traditional or modern, fuse plugs allow moderate floods (50 to 200-year return periods, for instance) to pass without damage but may be partially or even totally destroyed by exceptionally large floods. They are currently gaining favour because very large floods (three times the 100-year flood) are increasingly being taken into consideration, yet are costly to deal with using conventional solutions.

Moreover, fuse plugs can easily be erected on top of new or existing gravity dams.

Flashboards

Flashboards are much used on small spillways in the United States. They consist of vertical boards end-fixed into a spillway crest. They are designed to be removed and/or to be destroyed by exceptionally heavy floods, while remaining intact but submerged by small floods.

They are inexpensive, but their operation is not very precise and the downstream hydrograph is highly variable. If a few precautions are taken, they may be of interest on a lot of spillways with capacities of about 50 m³/s.

Fuse gates

Fuse gates consist of a series of modules aligned across the crest of a spillway. They are stable when submerged by the more frequent floods. Exceptionally high floods (above 100 to 200-year return periods) cause one or more modules (depending on the intensity of the flood) to tip over. The modules tip over because of uplift pressure, and each module in a series can be designed to tip for different reservoir levels.

Different parameters can affect the accuracy of the discharge at which the units actually tip over. For a given difference between Full Supply Level and Maximum Water Level, the specific discharge is 3 to 5 times that of an ungated spillway.

For very high discharges, fuse gates (which may or may not be overtoppable) can be combined with conventional gates that let the more frequent floods through.

5.3.4. Crête du barrage dans les sections non déversantes

Les critères classiques ne conduisent pas nécessairement au meilleur niveau de sécurité. Des habitudes ou des règlements déterminent généralement le niveau d'eau et la forme de la crête du barrage à l'extérieur de l'évacuateur de crue, afin de satisfaire aux deux conditions suivantes :

1. Permettre une circulation sur la crête du barrage, même lors de l'évacuation de crues exceptionnelles ou de la présence de vagues. Il en résulte que la revanche peut être très haute : cela est parfois injustifié pour un grand nombre de barrages à déversoir libre, sans passage public ; pour les barrages avec évacuateur vanné, si toutes les vannes sont bloquées en position de fermeture, un déversement est possible mais avec une surélévation du niveau de retenue qui peut être dangereuse.

2. Éviter un déversement à l'extérieur de l'évacuateur de crue. Cet objectif est très discutable : les ruptures de barrages-poids lors de crues ont eu généralement pour cause une surcharge et non une érosion au pied aval (ce qui peut être facilement réduit ou évité de toute façon).

L'acceptation d'un déversement à l'extérieur de l'évacuateur pour des crues exceptionnelles ou dans d'autres situations améliore la sécurité.

Des améliorations peuvent être apportées à la conception classique actuelle au moyen des approches suivantes :

- réduction de la revanche en adoptant des profils anti-vagues,
- parapets métalliques ou destructibles qui permettent un déversement,
- pour les barrages avec évacuateur à seuil libre, possibilité de déversement à l'extérieur de l'évacuateur pour les crues supérieures à la crue centennale ou décennennale,
 - protection essentielle du pied aval, en bétonnant à pleine fouille par exemple, avec éventuellement un faible renforcement horizontal (voir Fig. 10),
 - installation d'éléments fusibles sur la crête de quelques plots.

Toutes les dispositions mentionnées dans le sous-chapitre 5.3. peuvent conduire à une réduction appréciable du niveau des plus hautes eaux atteint dans des situations exceptionnelles. Étant donné que c'est ce niveau d'eau qui détermine le dimensionnement d'un barrage, il est donc souvent possible de réduire de façon sensible le coût total, ou d'augmenter la réserve utile de 5 à 10 % pour le même coût.

Remarque générale : des comparaisons et optimisations sont souvent effectuées pour la crue de projet (proche de la crue millennale) ; il serait plus avantageux de le faire pour les conditions extrêmes (c'est-à-dire pour un débit qui est souvent deux fois plus élevé), ce qui conduirait à des choix différents.

5.4. BARRAGES DE MOINS DE 30 m DE HAUTEUR

Cette catégorie de barrages est traitée dans le Bulletin CIGB 109 « Barrages de moins de 30 m de hauteur » (pages 87 à 96 et Annexe II).

5.3.4. Top of dam in non-overflow zones

Traditional criteria do not necessarily lead to the best actual safety level. Habit or regulations generally determine the water level and the shape of the top of the dam beyond the spillway so as to comply with two conditions :

1. To allow traffic to cross the dam, even during extreme flood and wave conditions. As a result, the freeboard can be very high : this may be unjustified for a large number of ungated dams without a public road; for gated dams, if all the gates are jammed closed, it allows spillage only with an extra high reservoir level which may be dangerous.

2. To avoid spillage outside the spillway. This objective is highly debatable: gravity dams that have failed because of floods failed generally because of overloading, not because of scour at the dam toe (something which can easily be reduced or prevented in any case).

Accepting overtopping outside the spillway for exceptional flooding or other conditions can improve safety.

Improvements to today's usual design can therefore be made by pursuing the following approaches:

- reduction in freeboard by using wave-reducing profiles,
- steel or destructible parapets that allow overtopping,
- for ungated dams without public roads, overtopping outside the spillway for floods greater than the 100 or 1000-year flood,

- basic protection of the downstream toe, by fully concreting the excavation for example and possibly with a little horizontal reinforcement (see Fig. 10),

- inclusion of some fuse-plug system at the top of some dam blocks.

All these arrangements under 5.3 can make for an appreciable reduction in the maximum water level reached under exceptional circumstances. As it is the maximum water level that determines the size of a dam, it is therefore often possible to appreciably reduce the total cost or to increase the active storage capacity by 5 to 10 % for the same cost.

General remark : comparisons and optimizations are often carried out for the design flood (close to the 1000-year flood) : it would be more cost-effective to do this for the extreme conditions (i.e. for discharge which is often twice as high), which would lead to different choices being made.

5.4. DAMS LESS THAN 30 m HIGH

This category of dams is dealt with in ICOLD Bulletin 109, “ Dams Less than 30 m High ” (pages 87 to 96 and Appendix II).

Quelques points particuliers sont examinés ci-après.

5.4.1. Généralités

Les barrages de moins de 30 m de hauteur représentent la moitié des « grands » barrages-poids en service dans le monde, et comprennent des barrages anciens construits avant 1930 (spécialement en maçonnerie) et des barrages plus récents ; la moitié des ruptures ayant affecté des barrages-poids concernent des barrages de moins de 30 m de hauteur (90 % des ruptures étant survenus il y a plus de 50 ans) et sont responsables de la moitié des victimes.

La rupture d'un barrage-poids de 15 m de hauteur, retenant plusieurs millions de m³ d'eau, peut provoquer une crue instantanée d'environ 5 000 m³/s et une onde de rupture se déplaçant à l'aval à près de 50 km/h dans les 10 ou 15 premiers kilomètres.

5.4.2. Barrages existants

Le principal risque est associé à une surélévation du niveau de retenue qui, même avant un déversement sur la crête du barrage, peut causer un glissement du barrage sur sa fondation ou une rupture de la maçonnerie. Si le barrage est fondé sur une roche sujette à érosion, une submersion est également susceptible de créer une fosse d'érosion au pied aval d'une profondeur de l'ordre de 5 fois supérieure à l'épaisseur de la nappe déversante.

En outre, pour les barrages en maçonnerie, les risques associés au vieillissement et aux séismes peuvent être importants.

Un grand nombre de barrages-poids en béton, de profil classique, fondés sur une roche résistante, ont une marge de sécurité satisfaisante vis-à-vis des sous-pressions, s'ils sont équipés d'une galerie de drainage.

Les améliorations les plus efficaces comprennent généralement la réalisation d'un masque étanche sur le parement amont de barrages en maçonnerie, la protection du pied aval contre l'érosion résultant d'une submersion du barrage et, principalement, l'adaptation de l'évacuateur en vue de prévenir des surélévations excessives du niveau de retenue. Une réduction du niveau normal de retenue, même très faible, peut améliorer nettement le niveau de sécurité de certains barrages.

5.4.3. Barrages et évacuateurs de crue futurs

Béton vibré classique

Les très faibles contraintes engendrées dans les petits barrages en béton vibré classique font que des spécifications coûteuses ne sont pas justifiées et qu'un refroidissement n'est pas nécessaire dans tous les cas. Mais une pervibration systématique est essentielle, avec un traitement du tiers amont des joints de levées.

Pour les barrages de hauteur ne dépassant pas 30 m, les principaux risques sont un glissement résultant d'un niveau d'eau excessif accidentel, ou un problème de fondation non identifié.

Pour un volume donné, un profil plus symétrique que le profil classique réduit considérablement le rapport de la force horizontale à la force verticale, $\tan \varphi$ (voir sous-chapitre 5.1.).

Some particular points are raised below.

5.4.1. Background

Dams less than 30 m high represent half of the world's large gravity dams, whether they are old dams built before 1930 (especially masonry) or more recent dams; they have also been responsible for half of the failures of large gravity dams (90 % of which occurred more than 50 years ago) and for half of the victims.

Failure of a 15 m high gravity dam holding back several million cubic metres of water can cause an instantaneous flood of about 5000 m³/s and a dam-break wave moving downstream at close to 50 km/h in the 10 or 15 first kilometres.

5.4.2. Existing dams

The main risk is linked to an increase in reservoir level which, even before it overtops the dam, can cause the dam to slide on its foundation or cause masonry to fail. If the dam is built on scourable rock, overtopping can also create a dam-toe scour hole about 5 times as deep as the nappe.

Moreover, for masonry dams, the risks associated with ageing and earthquakes can be important.

A lot of conventionally-profiled concrete dams built on sound rock, on the other hand, have a safety margin with respect to uplift pressures if they have a drainage gallery.

The most efficient improvements are generally waterproofing of the upstream face of masonry dams, dam-toe protection against scour due to overtopping, and above all, adaptation of the spillway to prevent excessive water levels. A reduction in the supply level, even a small one, can significantly improve the degree of safety of some dams.

5.4.3. Future spillways and dams

Conventional vibrated concrete

The very low stresses involved in small conventional vibrated concrete dams mean that costly specifications are not justified, and cooling is by no means necessary in all cases. But systematic vibration is essential, together with treatment of the upstream third of lift joints.

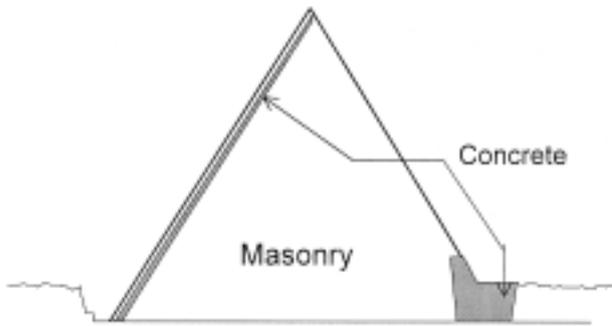
For dams no more than 30 m high, the main risks involve slipping as a result of accidental excessive water levels or an unidentified foundation problem.

For a given volume, a more symmetrical profile than the conventional profile considerably reduces the ratio of horizontal to vertical forces, $\tan \varphi$ (see § 5.1).

Il n'est pas coûteux d'éviter ou de limiter les risques d'érosion résultant d'un déversement accidentel : le pied du barrage peut être bétonné à pleine fouille, avec éventuellement, la mise en place de quelques armatures horizontales.

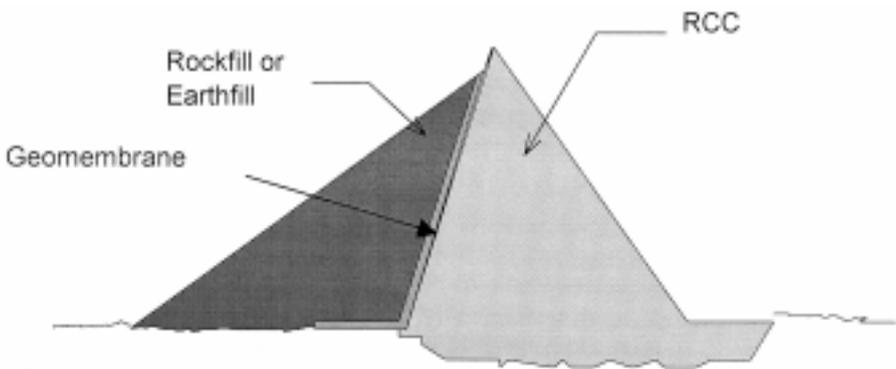
Maçonnerie

Les propriétés mécaniques de la maçonnerie sont nettement inférieures à celles du béton, et le risque de défauts d'exécution est plus grand. Pour un niveau de sécurité comparable, le profil en travers d'un barrage en maçonnerie doit être plus épais, ou bien le barrage doit être étanche dans la zone amont et le corps du barrage efficacement drainé. Un masque d'étanchéité en béton, situé à l'intérieur à 1 mètre du parement amont (avec, le cas échéant, quelques armatures), n'est pas coûteux et est facile à construire. La Fig. 10 représente schématiquement une solution intéressante.



Béton compacté au rouleau

Toute solution BCR dépend évidemment des conditions locales (matériaux disponibles et qualité de la fondation). Il peut être intéressant d'envisager un béton de prix unitaire minimal (remblai dur) associé à une zone de transition granulaire en vue de colmater les fissures éventuelles du BCR, ou de combiner de l'enrochement avec du BCR. L'enrochement facilite également l'accès à un chantier étroit de mise en place du BCR. La Fig. 11 représente schématiquement une solution intéressante.



And it is not expensive to avoid or limit the risks of scour resulting from accidental overtopping : the excavation at the dam toe can be concreted up, possibly with a little horizontal reinforcement.

Masonry

The mechanical properties of masonry are much inferior to those of concrete, and the risk of defects in workmanship is higher. For a comparable safety level, the cross-section of a masonry dam has to be thicker, or the dam should be made watertight on the upstream side and the body of the dam should be very efficiently drained. A concrete curtain 1 metre in from the upstream face (possibly with a little reinforcement) is not expensive and is easy to build. The Fig. 10 illustrates an interesting solution.

Fig. 10

Masonry dam reinforcement

Renforcement d'un barrage en maçonnerie

Masonry
Concrete

Maçonnerie
Béton

Roller-compacted concrete

Any RCC solution obviously depends on local conditions (available materials and foundation quality). It might be attractive to envisage a concrete with a minimum unit price (hardfill) and associate with it a granular transition for plugging potential cracks in RCC, or to combine rockfill and concrete as shown in the diagram below. The rockfill could also facilitate access to a narrow RCC placement site. The Fig. 11 illustrates an interesting solution.

Fig. 11

Rockfill - RCC composite dam

Barrage composite enrochement - BCR

Rockfill or earthfill
RCC
Geomembrane

Enrochement ou terre
BCR
Géomembrane

Barrages fondés sur des alluvions

Quelques petits barrages-poids de profil symétrique ont été construits avec succès, en particulier en Inde. La réalisation d'un parafouille bien conçu, dans la fondation alluviale, est impérative.

5.5. BARRAGES DE MAÎTRISE DES CRUES

Les barrages destinés uniquement à la maîtrise des crues présentent les avantages suivants qui ne sont pas toujours pris en compte :

- ils ne retiennent l'eau que pendant quelques jours ou quelques semaines par siècle,
- les problèmes de fuite, percolation et vieillissement sont de faible importance ou inexistants,
- la fissuration n'est pas nécessairement un problème sérieux,
- le refroidissement du béton n'est pas une obligation.

Un béton compacté au rouleau de coût unitaire minimal, sans traitement spécial d'étanchéité mais avec un drainage efficace du barrage et de sa fondation, et avec un parement amont incliné, peut constituer une solution sûre et très économique (barrage en remblai dur à parements symétriques).

Il est parfois nécessaire d'épaissir le profil en travers, au moins dans la partie basse, si le barrage est construit sur une fondation de mauvaise qualité, ou pour éviter l'exécution de fouilles trop profondes en fondation.

5.6. BATARDEAUX

Un grand nombre de batardeaux seront réalisés en BCR dans le futur. La plupart des observations relatives aux barrages de maîtrise des crues s'appliquent aux batardeaux, étant donné que les percolations – même élevées – constituent un problème de faible importance.

Des batardeaux en BCR sont envisageables sur des fondations de mauvaise qualité, avec une certaine adaptation du profil et une amélioration de la fondation, mais sans qu'il soit nécessaire d'obtenir une parfaite étanchéité.

L'acceptation d'un déversement sur la crête de batardeaux en BCR, même pour des crues modérées (crue décennale, par exemple), entraîne des économies substantielles sur le coût des ouvrages de dérivation. Il est souvent économique d'incorporer les batardeaux dans le barrage final.

5.7. BARRAGES COMPOSITES

Beaucoup de grands barrages ont associé des ouvrages poids en maçonnerie et des remblais en terre ou en enrochement dans le même profil en travers. Cette solution n'est pas économique en utilisant du béton classique, en raison du coût élevé du béton et du matériel spécial de construction nécessaire ; mais elle est très prometteuse pour le BCR (ou le remblai dur) du fait du faible coût de ce matériau

Dams on alluvium

Some small symmetrical gravity dams have been successfully built, particularly in India. A well designed positive cutoff through the alluvium is mandatory.

5.5. FLOOD-CONTROL DAMS

Dams intended solely for flood control have the following advantages that are not always taken into account :

- they hold back water for only a few days or weeks per century,
- problems of leakage, seepage and ageing are slight or non-existent,
- cracking is not necessarily a serious drawback,
- concrete cooling is not an obligation.

Roller-compacted concrete of minimum unit cost with no special waterproofing treatment but with ample drainage of the dam and foundation, and with an inclined upstream face, could make for a safe and very economic solution (FSDH).

It might be necessary to thicken the cross-section, at least in the lower part, if the dam is built on a poor-quality foundation, or to avoid digging the foundations too deep.

5.6. COFFERDAMS

A lot of cofferdams will be made of RCC in future. Most of the observations regarding flood-control dams apply, since any leakage-even major-is of little importance.

RCC cofferdams can be envisaged for poor-quality foundations, with some adaptation of the profile and foundation improvement, though there is no need to try to achieve perfect watertightness.

By accepting overtopping of RCC cofferdams, even for moderate floods such as 10-year events, substantial savings can be made on diversion works. It may be economical to integrate the cofferdams into the final dam.

5.7. COMPOSITE DAMS

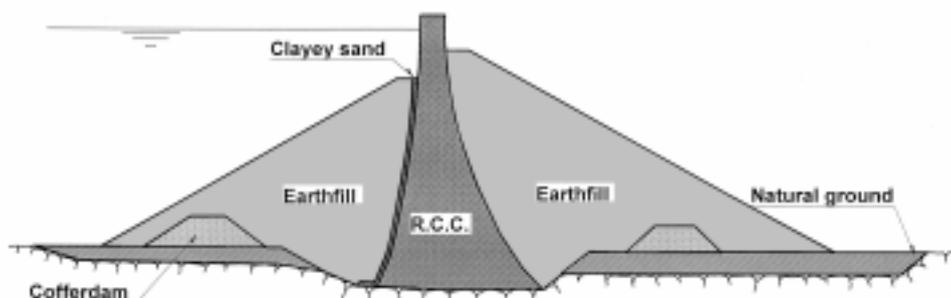
Many large dams have associated masonry gravity structures and earthfill or rockfill in the same cross-section. This solution is not cost-effective with traditional concrete due to the high cost of the concrete and the special construction equipment required; but it is very promising for RCC (or hardfill) due to its low cost and the utilization of the same construction equipment as for earthfill. Many solutions are

et de l'utilisation du même matériel de construction que pour le remblai en terre. De nombreuses solutions sont possibles : elles diffèrent dans le principe et les détails du profil en travers, dans le choix et les spécifications des matériaux, dans les dispositifs d'étanchéité et de drainage, etc... Quelques solutions ont été indiquées dans le Bulletin CIGB 83 « Évolution des barrages – Influence des coûts » (1992). Une récente analyse a été présentée par P.J. Mason dans *Hydropower and Dams* : « The evolving dam » (1997).

Deux exemples concernant des sections non déversantes et des évacuateurs de crue sont donnés ci-après.

5.7.1. Section non déversante

Cette solution (Fig. 12) comprend un ouvrage poids (plus mince qu'un profil classique) avec une recharge aval en terre et une recharge amont en terre de hauteur moindre. Ce principe a été utilisé dans le passé pour améliorer la sécurité de barrages-poids anciens.



L'ouvrage poids peut être constitué soit a) de BCR à dosage élevé en liant, ou de remblai dur plus épais à faible dosage en ciment, soit b) de BCR pour la zone supérieure et la zone amont, et de remblai dur pour la plus grande partie du barrage. Le volume total est environ 60 % de celui d'un ouvrage poids classique ; le coût unitaire est un peu plus faible en raison des économies sur les coffrages, des accès plus faciles et des dispositifs d'étanchéité. Le coût total est environ 55 % de celui d'un barrages-poids classique.

La qualité requise ici pour le remblai en terre est beaucoup moins rigoureuse que dans le cas d'un barrage en terre : seul l'effet du poids propre du remblai intervient. Des tassements et fissures sont acceptables : le choix des matériaux est large et peut inclure tous les matériaux provenant des fouilles, des batardeaux, des zones d'emprunts proches, y compris du terrain de couverture, etc... Un drainage du remblai aval est nécessaire. Des matériaux fins situés immédiatement à l'amont du BCR améliorent l'étanchéité. Les fouilles sous le remblai en terre sont réduites et parfois inutiles.

Le volume total du remblai en terre est environ les 2/3 de celui d'un barrage en terre et le coût unitaire beaucoup plus bas : le coût du remblai en terre est donc le tiers environ de celui du profil en travers d'un barrage en terre.

La section transversale d'un barrage en terre étant approximativement six fois celle d'un barrage-poids en BCR, le volume nécessaire de terre dans un profil composite est de l'ordre de 4 fois celui d'un barrage-poids en BCR courant ($6 \times 2/3$).

possible: they differ in the principle and details of cross-section, choice and specifications of materials, devices for imperviousness and drainage, etc. Some have been presented in Bulletin 83 of ICOLD, “ Cost impact of future dam design ”, 1992. A recent discussion has been presented by P.J. Mason in Hydropower and Dams, “ The evolving dam ”, 1997.

Two examples are given hereunder for non-spilling sections and for spillways.

5.7.1. Non-spilling section

This solution (Fig. 12) is a gravity structure (thinner than a classical one) backed by downstream earthfill and, at a lower level, by upstream earthfill. This principle has been used in the past for improving the safety of old gravity dams.

Fig. 12

Composite dam – non spilling section
Barrage composite – section non déversante

Cofferdam	<i>Batardeau</i>
Earthfill	<i>Terre</i>
Clayey sand	<i>Sable argileux</i>
RCC	<i>BCR</i>
Natural ground	<i>Terrain naturel</i>

The gravity structure may be either a) high-paste RCC or a thicker low-cement-content hardfill, or b) RCC for the upper and upstream part and hardfill for most of the structure. The total volume is about 60 % of the volume of a traditional gravity structure; the unit cost is somewhat smaller due to savings on forms, easier access, and facilities for waterproofing. The total cost is around 55 % of that of a conventional gravity dam.

The quality required here for earthfill is much less stringent than for an earthfill dam : the fill is simply acting as deadweight. Settlement and cracks are acceptable : the choice of material is broad and may include all materials from excavation, cofferdams, nearby borrow pits including overburden, etc. Some drainage of the downstream fill is necessary. Fine materials immediately upstream of the RCC improve imperviousness. The volume of excavation under the earthfill is reduced and may not even be necessary.

The total volume of earthfill is about 2/3 of the volume of an earthfill dam and the unit cost is much lower: the cost of earthfill is then about 1/3 of an earthfill-dam cross-section.

As an earthfill-dam cross-section is about 6 times the size of an RCC gravity dam section, the necessary volume of earthfill in a composite cross-section is 4 times the volume of a routine RCC gravity dam ($6 \times 2/3$).

Si le coût G du profil d'un tel barrage en BCR est Sr (S section, r coût unitaire moyen du BCR), le coût C d'un profil composite est $0,55Sr + 4Se$, $4S$ étant la section transversale en terre et e le coût unitaire du remblai en terre.

Le rapport des coûts des deux solutions est :

$$\frac{C}{G} = \frac{0,55Sr + 4Se}{Sr} = 0,55 + 4 \frac{e}{r}$$

Pour des valeurs courantes de e entre 2 \$US et 4 \$US, et de r entre 35 \$US et 60 \$US, ce rapport est compris entre 0,7 et 1, et l'économie de coût entre 0 et 30 %. Le matériel et le programme de construction ne sont pas très différents dans les deux solutions, les fouilles étant quelque peu réduites et le raccordement avec un évacuateur de crue étant facile dans la solution composite. Une économie de 15 à 20 % sur le coût de la section non déversante d'un barrage-poids est souvent possible.

Le barrage composite est un ouvrage poids précontraint par le poids propre du remblai en terre. Le rapport $tg\phi$ entre les forces totales horizontales et les forces totales verticales est beaucoup plus petit que dans un barrage-poids classique, et il n'y a pas de risque de glissement. Si des sollicitations exceptionnelles interviennent, par exemple d'origine sismique, il y a risque de fissuration mais non de rupture totale. Il est également possible, à faible coût, de surélever la crête de l'ouvrage en BCR de quelques mètres en vue d'augmenter la revanche. Les contraintes thermiques sont réduites en raison de l'isolation créée par le remblai en terre et il n'y a pas de risque de détérioration par le gel. Les préoccupations d'esthétique résultant de percolations dans les barrages-poids classiques sont évitées.

Sur les sites de barrages où un profil de barrage en terre est beaucoup moins coûteux qu'un profil de barrage-poids, le premier profil sera également moins coûteux qu'un profil composite. Mais si le coût différentiel entre le barrage-poids et le barrage en terre est de l'ordre de 20 % ou moins, une solution composite peut être intéressante.

L'application des résultats de l'analyse de coût présentée aux chapitres 3.2. et 3.3. indique un grand avenir pour cette solution, en particulier dans les pays où les coûts horaires de la main-d'œuvre sont inférieurs à 5 \$US. Si ce coût horaire est proche de 1 \$US, l'association de la maçonnerie et du remblai en terre mis en place manuellement peut être également une solution sûre et économique.

5.7.2. Évacuateurs de crue

La plupart des barrages de hauteur modérée sont des barrages en terre homogène ou comportant un noyau d'étanchéité épais en argile. Il est plus facile de les raccorder à un évacuateur composite en remblai dur qu'à un évacuateur classique de type poids.

Pour les barrages de plus grande hauteur, les profils en enrochement avec masque amont en béton sont parfois nettement moins chers que les profils en BCR ; mais ces barrages en enrochement nécessitent des évacuateurs séparés pour lesquels des emplacements convenables sont parfois impossibles à trouver ou de coût élevé ; en outre, des galeries de dérivation provisoire coûteuses sont nécessaires pendant les travaux de construction : un évacuateur composite, comme celui présenté ci-dessous, peut être la solution appropriée et favorisera le développement de la technique du BCR (Fig. 13).

If the cost G of a routine RCC gravity dam cross-section is Sr (S section, r average RCC unit cost), the cost C of a composite section is $0.55Sr + 4Se$, $4S$ being the volume of earthfill and e its unit cost.

The ratio of costs of the two solutions is :

$$\frac{C}{G} = \frac{0.55Sr + 4Se}{Sr} = 0.55 + 4 \frac{e}{r}$$

For routine values of e between US\$ 2 and US\$ 4 and of r between US\$ 35 and US\$ 50, this ratio is between 0.7 and 1 and the cost saving between 0 and 30 %. Construction facilities and scheduling are not much different, excavation is somewhat reduced, and the connection of a composite solution with a spillway is quite easy. A saving of 15 % or 20 % on the cost of the non-spilling part of a gravity dam is often possible.

The composite structure is a gravity structure prestressed by the deadweight of the earthfill. The ratio $tg\phi$ between total horizontal forces and total vertical forces is much lower than in a classical gravity dam and there is no risk of sliding. In the event of exceptional efforts due to earthquakes, for instance, there is a risk of cracking but not of total failure. It is also possible, at low cost, to raise the crest of the RCC structure a few metres in order to increase the freeboard. Thermal stresses are reduced by the earthfill insulation and there is no risk of freezing damage. Aesthetic concerns related to seepage in classical gravity dams are avoided.

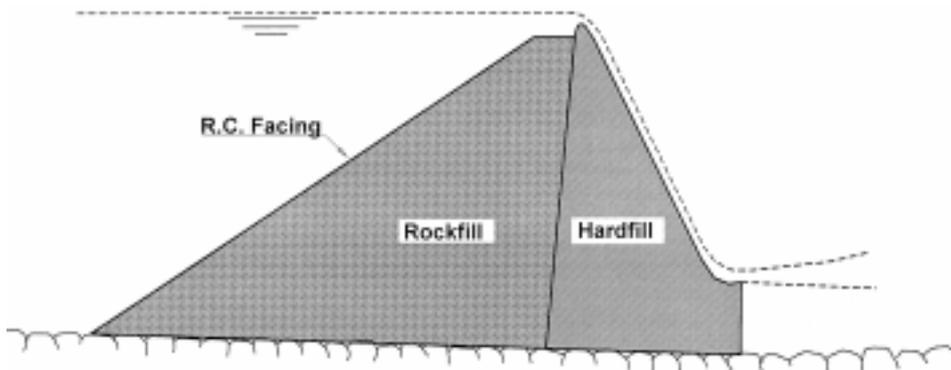
On dam sites where an earthfill cross-section is much less expensive than a gravity cross-section, it will also be less expensive than a composite cross-section. But if the cost differential between earthfill and gravity dams is in the range of 20% or less, a composite solution may be attractive.

Applying the cost-analysis data of § 3.2 and 3.3 indicates a great future for this solution, particularly in countries with hourly labour costs lower than US\$ 5. If this hourly cost is close to US\$ 1, associating masonry and hand-placed earthfill may also be safe and cost-effective.

5.7.2. Spillways

Most dams of moderate height are homogeneous earthfill dams or are waterproofed by a thick clay core. It is easier to link them with a composite hardfill spillway than with a traditional gravity spillway.

For higher dams, concrete-faced rockfill cross-sections (CFRD) may be substantially cheaper than RCC cross-sections; but CFRD dams require separate spillways and it may be impractical and costly to find suitable sites for them; moreover costly flood-diversion tunnels are necessary during construction: a composite spillway as presented hereunder may be the right solution and would favour the development of the CFRD technique (Fig. 13).



Le principe de cette solution a été utilisé depuis une quarantaine d'années dans des dizaines de grands barrages Chinois : mur de soutènement aval en maçonnerie (ou en pierres sèches) associé à un remblai central en enrochement et à un masque amont étanche en argile ; leurs critères de projet et caractéristiques sont présentés dans l'ouvrage « Construction de barrages par le peuple Chinois », publié en 1979. L'adaptation de ce principe aux barrages en remblai dur et en enrochement avec masque amont en béton a été préconisée dans le Bulletin CIGB 83. Les avantages de ce profil ont été analysés par J. Sterenberg dans « Hydropower and Dams » (1998).

La zone amont de ce profil composite est identique à la moitié amont d'un barrage en enrochement avec masque amont ; la zone aval est un ouvrage poids en remblai dur qui est soumis à des forces horizontales plus petites que celles agissant sur un barrage-poids classique, et n'est exposé à aucune sous-pression ni fuite.

Le coût de ce profil composite est égal à environ la moitié de celui d'un barrage-poids, plus la moitié de celui d'un barrage en enrochement à masque amont en béton. Comme ce profil permet un déversement sur sa crête, il est particulièrement intéressant pour les sections déversantes lorsque le coût de base d'un profil en enrochement à masque amont en béton est substantiellement inférieur à celui d'un profil poids. Dans le cas d'un long barrage, il est donc préférable d'associer un tel évacuateur composite à un profil en enrochement avec masque en béton, de coût moins élevé, dans la partie non déversante du barrage. Le raccordement peut être réalisé comme indiqué sur la Fig. 10. L'ouvrage en remblai dur est – comme un ouvrage de type poids – stable, mais une forme arquée en plan améliore la sécurité et n'est pas coûteuse (Fig. 14).

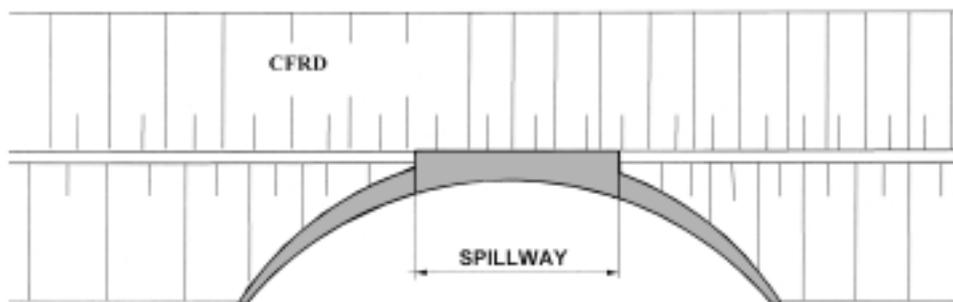


Fig. 13

Composite dam – spilling section
Barrage composite – section déversante

RC facing
Rockfill
Hardfill

Masque amont en béton armé
Enrochement
Remblai dur

The principle of this solution has been used for forty years in dozens of large Chinese dams: downstream masonry (or dry masonry) retaining walls in association with central rockfill and upstream clay waterproofing; their design criteria and characteristics are presented in “ Dam construction by the Chinese people ” published in 1979. Adapting this principle to hardfill and concrete-faced rockfill dams has been advocated in ICOLD Bulletin 83. The advantages of this cross-section have been analyzed in greater detail by J. Sterenberg in *Hydropower and Dams*, 1998.

The upstream part of this composite section is identical to the upstream half of a CFRD dam, and the downstream part is a hardfill gravity structure subject to smaller horizontal forces than a classical gravity dam and exposed to neither uplift nor leakage.

The cost of this composite section is about half that of a gravity dam section plus half that of a CFRD dam. As it allows spilling, it is particularly attractive for spilling sections when the basic cost of a CFRD section is substantially lower than a gravity section. In the case of a long dam, it is consequently better to associate such a composite spillway with a cheaper CFRD section in the non-spilling part of the dam. The link may be as per Fig. 10. The hardfill structure is – as a gravity structure – stable, but the arched layout improves safety and is not costly (see Fig. 14).

Fig. 14

Composite dam – spilling section – plan view
Barrage composite – section déversante – vue en plan

CFRD
Spillway

Barrage en enrochement à masque amont en béton
Évacuateur de crue

Dans les vallées étroites, un évacuateur de crue de type poids, arqué en plan, associé à un barrage en enrochement avec masque amont en béton peut constituer une solution intéressante et être adopté dans les sites où un barrage-voûte n'est pas possible, ou bien l'association d'un évacuateur classique et d'un barrage en enrochement à masque amont en béton est difficile.

Des solutions composites, avec utilisation de BCR ou de remblai dur, peuvent être économiques, soit pour les sections non déversantes, soit pour les évacuateurs de crue. Mais une partie des économies de coût résulte des coûts unitaires plus bas et il est difficile de les estimer avec précision lors des études préliminaires. Il est souhaitable de lancer l'appel d'offres pour les deux solutions, classique et composite, étant donné que le surcoût qui en résulte pour cet appel d'offres est faible comparativement aux économies possibles.

5.8. SPÉCIFICATIONS ET CONTRÔLE DES TRAVAUX

5.8.1. Maçonnerie

Environ 1 % de tous les barrages-poids en maçonnerie – et 50 % des barrages-poids en maçonnerie qui se sont rompus – ont subi une rupture dans le corps du barrage. La mauvaise qualité de la maçonnerie – et spécialement une étanchéité déficiente – a été la cause principale de plusieurs ruptures. Un contrôle soigné des travaux de construction est donc un aspect essentiel de la sécurité de ce type de barrage, en particulier s'il n'y a pas d'organe d'étanchéité à l'amont.

5.8.2. Béton vibré classique

Aucun des 3 000 barrages-poids en béton existant dans le monde – ni même des 500 barrages construits avant 1950, souvent avec des spécifications moins rigoureuses et moins de précautions spéciales que celles adoptées aujourd'hui – n'a subi de rupture dans le corps du barrage. Il est possible que plusieurs des spécifications actuelles soient inutilement onéreuses pour de nombreux barrages et seuils de hauteur modérée. Le contrôle essentiel pendant la construction peut souvent être limité à la vérification des dosages en ciment, à la mise en œuvre d'une pervibration appropriée, et au traitement des surfaces de levées, spécialement dans le tiers amont du barrage. Des modifications substantielles peuvent être apportées aux tolérances relatives aux surfaces coffrées en particulier, et le refroidissement du béton n'est souvent pas nécessaire.

5.8.3. BCR

Étant donné la méthode de construction et sa rapidité, le risque d'exécution défectueuse sur une grande superficie d'un joint de levée ou même sur l'ensemble d'un joint de levée d'un barrage en BCR est beaucoup plus grand que dans le cas d'un barrage en béton vibré classique. Pour un barrage de grande hauteur, sans masque amont d'étanchéité, les contrôles de la construction – en particulier ceux portant sur le dosage en eau et en ciment, la pervibration du béton et les joints de levées – sont essentiels.

Le problème est beaucoup moins important pour les barrages épais munis d'un masque amont et constitué d'un matériau (remblai dur) dont l'étanchéité ou la résistance à la traction n'est pas exigée.

In narrow valleys, an arched gravity spillway associated with a CFRD dam may be attractive and may be used in sites where a pure arch dam is not possible, or associating a classical spillway with CFRD is difficult.

Composite solutions may be cost-effective when using RCC or hardfill, either for non-spilling sections or for spillways. But part of the cost savings is due to lower unit costs and it is difficult to appreciate them precisely during preliminary studies. Calling for tenders for both a classical solution and a composite solution may be advisable, as the extra cost for tenders is low compared with the potential savings.

5.8. SPECIFICATIONS AND WORKS CONTROL

5.8.1. Masonry

1% of all masonry gravity dams – and 50% of the masonry gravity dams that have failed – have failed in the dam body. The poor quality of masonry, and especially of its watertightness, has been the cause of several failures, and proper control of the construction process appears to be an essential aspect of safety for this type of dam, especially if there is no special waterproofing upstream.

5.8.2. Conventional vibrated concrete

None of the world's 3000 concrete gravity dams—even the 500 built prior to 1950, often with much less stringent specifications and special precautions than are taken these days—has failed within the dam body. It is possible that many of today's specifications are needlessly expensive, especially for the numerous dams and weirs of moderate height. The essential control during construction could often be limited to checking cement contents, ensuring proper vibration, and treating lift joints, especially in the upstream third of the dam. Substantial modifications could be made to tolerances on shuttered surfaces in particular, and concrete cooling could often be dispensed with.

5.8.3. RCC

Given the method of construction and its rapidity, the risk of defective work on a large area of a lift joint or even a whole lift joint of an RCC dam is much higher than for a conventional vibrated concrete dam. For a high dam, with no watertight upstream facing, construction controls – especially checking of water and cement contents, vibration, and lift joints – are essential.

The problem is much less important for thick dams with an upstream facing and made of a material (hardfill) which is not required to be watertight or to have tensile strength.

6. DISPOSITIFS D'AUSCULTATION DES BARRAGES-POIDS

6.1. BUTS DE L'AUSCULTATION

Il est courant de dire que l'auscultation des ouvrages a deux buts principaux : (a) vérifier la validité des hypothèses de projet en vue d'améliorer la qualité de nos modèles techniques et de réaliser des progrès pour les ouvrages futurs, (b) vérifier le bon comportement des ouvrages construits, afin de garantir la sécurité des utilisateurs et, plus généralement, du public.

Les barrages-poids doivent suivre les mêmes règles. Cependant, il faut admettre que pour les barrages classiques de ce type l'objectif (a), à savoir la vérification des hypothèses de projet, nécessite peu d'effort du fait que les modèles sont maintenant bien connus. Cette opinion doit naturellement être modérée dans le cas des nouvelles formes de barrage qui ont été proposées dans les précédents chapitres. Mais même pour ces barrages – par exemple, le barrage en remblai dur à parements symétriques – les concepts techniques sont bien définis et ne demandent pas de recherches approfondies.

L'objectif (b), à savoir le contrôle de la sécurité, est tout à fait différent et exige un effort particulier dans le domaine des barrages nouveaux ainsi que des barrages anciens. Dans le cas des ponts et des bâtiments de grande hauteur, cette approche a été appelée « contrôle de santé » et il est proposé d'adopter la même expression pour les barrages car elle désigne bien l'objectif.

6.2. DISPOSITIFS D'AUSCULTATION POUR LA VÉRIFICATION DU PROJET

Il est généralement jugé nécessaire de vérifier les hypothèses de projet dès que le barrage est achevé et mis en charge pour la première fois, car ces hypothèses sont toujours basées sur des données comportant un certain nombre d'incertitudes. Cela est particulièrement vrai en ce qui concerne les propriétés de la fondation rocheuse et le réseau des percolations. Malheureusement, les charges critiques de projet correspondent à des conditions exceptionnelles qui ne se manifestent que bien longtemps après la première mise en eau, par exemple le niveau de retenue lors de la crue maximale, ou le séisme de projet.

Une autre difficulté résulte du fait que le projet des barrages-poids est principalement basé sur l'analyse des contraintes, et il est bien connu que les contraintes sont très difficiles à mesurer in situ. De plus, les contraintes dans les barrages-poids sont faibles et donc difficiles à mesurer. La nature très hétérogène du béton, et encore plus de la maçonnerie, conduit à des mesures de contraintes très dispersées, quelle que soit la sophistication des appareils de mesure. La pression d'eau est plus facile à connaître, car elle est plus régulièrement répartie, et les dispositifs de contrôle du réseau des percolations dans le corps d'un barrage et sa

6. INSTRUMENTATION OF GRAVITY DAMS

6.1. OBJECTIVES OF INSTRUMENTATION

It is a commonplace to say that the instrumentation of structures has two main purposes: (a) to check the validity of the design assumptions so as to improve the quality of our engineering models and enhance progress for future achievements, (b) to check the soundness of the structures as built, in order to guarantee the safety of the users and more generally of the public.

Gravity dams have to follow the same rules. However, it must be realized that for conventional gravity dams item (a), i.e. the checking of the design assumptions, requires little effort as the models are now well known. This of course should be qualified in the case of some of the new dam shapes which have been proposed in the foregoing sections. But even in these cases—such as the symmetrical dam made of hardfill—the engineering concepts are straightforward and do not call for elaborate investigation.

Item (b), i.e. the monitoring of safety, is entirely different and it requires a particular effort in new dams as well as in old dams. In the fields of bridges or high-rise buildings this approach has been named “health monitoring”, and it is proposed that the same expression be used for dams, as it clearly imparts the purpose.

6.2. INSTRUMENTATION FOR DESIGN CHECK

It is generally deemed necessary to check the design assumptions as soon as the dam is completed and loaded for the first time, because these assumptions are always based upon data about which there are a number of uncertainties. This is particularly true regarding the rock foundation properties and the water seepage pattern. Unfortunately the critical design loads correspond to extreme conditions which are generally not obtained until a long time after the first filling, such as the maximum flood water level or the design earthquake.

Another difficulty is due to the fact that the design of gravity dams is mainly based on the analysis of stresses, and it is well known that stresses are extremely difficult to measure in situ. In addition the stresses in gravity dams are small and therefore not easy to measure. The highly non-homogeneous nature of concrete, and even more non-homogeneous nature of masonry, results in widely scattered stress measurements, whatever the sophistication of the sensors. The water pressure is much easier to obtain, because it is more regularly distributed, and instrumentation of the water seepage pattern in the dam body and its foundation is

fondation sont plus fiables que les dispositifs destinés aux mesures de contraintes dans le corps d'un barrage-poids. La pression d'eau, indiquant les forces de sous-pression agissant dans et sous le barrage, est habituellement mesurée au moyen de cellules de pression ou de tubes piézométriques ouverts. Dans les barrages anciens nécessitant de nouveaux dispositifs d'auscultation, ces capteurs peuvent être installés par forage.

La surveillance des fuites est toujours recommandée, car tout désordre important se traduit par une augmentation du débit et parfois par un changement de couleur de l'eau, au moins dans une zone particulière.

Les déformations obtenues à partir des déplacements présentent une précision très satisfaisante et, si les bases de mesure des déplacements sont suffisamment longues, leur dispersion est négligeable. Cependant, le problème est que, dans les barrages-poids, les déplacements – ainsi que les contraintes – sont faibles et la rupture éventuelle est de nature fragile, c'est-à-dire avec un temps d'avertissement très court. Des pendules sont souvent utilisés en raison de leur précision et de leur fiabilité. Il sont particulièrement recommandés sous le barrage ou dans les appuis (pendules inversés) pour détecter d'éventuelles faiblesses dans la fondation rocheuse.

6.3. CONTRÔLE DE SANTÉ

Les dispositifs de mesure utilisés pour la vérification des hypothèses de projet sont utiles pour le contrôle de santé, étant donné que tout changement inattendu dans les résultats des mesures traduit une évolution anormale du comportement du barrage et donc un début d'atteinte à la sécurité de l'ouvrage. Un contrôle de sécurité efficace des barrages n'entraîne le plus souvent que de faibles dépenses comparativement aux coûts élevés de réparations inutiles ou de réparations consécutives à une rupture importante dans l'ouvrage. Cependant, ainsi qu'il a été indiqué précédemment, les valeurs mesurées dans les barrages-poids sont petites et difficiles à interpréter avant qu'elles deviennent significatives, mais, à ce moment-là, il peut être trop tard et l'amorce de la rupture trop proche pour prendre des mesures correctives. La seule exception concerne les mesures de pression interstitielle qui se prêtent tout à fait à une interprétation fiable, même dans le domaine des faibles valeurs. Des exemples ont montré que la seule auscultation fiable susceptible de délivrer un signal d'alerte avant une rupture était les lectures piézométriques (voir Annexe C « Ruptures du barrage de Bouzey »). Cependant, quelles que soient les difficultés, les barrages-poids, comme d'autres grands ouvrages de génie civil, doivent être auscultés pour le contrôle de leur sécurité.

Une nouvelle approche, appliquée aux ponts et aux bâtiments de grande hauteur, mérite d'être prise en considération et a déjà été utilisée pour les barrages (Z.H. Duron, 1994). Il s'agit de *l'auscultation dynamique* donnant la « signature » de l'ouvrage soumis à des impulsions provoquées par des vibreurs (vibration forcée). Tout changement dans la « signature » est un signe de dégradation du matériau quelque part dans l'ouvrage. Même avec un signal faible, mais grâce à la disponibilité de capteurs très sensibles pour la mesure de la réponse (accélération et pression hydrodynamique), la collecte d'informations importantes relatives aux fréquences et aux formes modales est possible. Ce type d'exploration est analogue

more reliable than any other stress parameter in gravity-dam design. The water pressure, indicating the uplift forces acting in and under the dam, is usually obtained by pressure cells or open piezometer pipes. In old dams requiring new instrumentation, these sensors can be installed by drilling.

Monitoring of water leakage is always recommended as any significant disorder would be accompanied by an increase in discharge and possibly a change of water colour, at least in a particular area.

Deformations obtained from displacements are very accurate, and, provided the bases used for measuring the displacements are long enough, their scatter is negligible. The problem however is that in gravity dams, in much the same way as with stresses, the displacements are small and the failure, should it occur, is of a brittle nature, that is to say with a very short warning time, if any. Nevertheless pendulums are often used because they are very accurate and very reliable. They are particularly valuable under the dam or in the abutments (inverted pendulums) for detecting possible weaknesses in the foundation rock.

6.3. HEALTH MONITORING

Follow-up of the instrumentation used for the check of design assumptions may be useful for health monitoring, as any unexpected change in the measurements would be an indication of the development of abnormal conditions, and therefore of the possible onset of a threat to safety. Consistent health monitoring of dams could result in low expenses compared to the estimated high costs of unnecessary repairs or of repairs in the aftermath of a major structural failure. However, as mentioned above, the values measured in gravity dams are small and difficult to interpret before they become really significant, at which time it could be too late and too near the incipient failure for any action to be taken. The only exception concerns pore-pressure measurements which are quite conducive to reliable interpretation, even for small values. Case histories have shown that the only reliable monitoring which might possibly have served as a warning signal before failure was piezometric readings (see Appendix C, “ Bouzey dam failures ”). However, whatever the difficulties, gravity dams, like other large engineered structures, must be monitored for safety.

A new approach implemented in bridges and high-rise buildings, is worth considering and has already been used for dams (Z.H. Duron, 1994). It consists of a *dynamic investigation* giving the “ signature ” of the structure submitted to impulses created by actuators. Any change in the “ signature ” is an indication of a degradation of the material somewhere in the structure. Even with the apparently low signal strength, but thanks to the availability of highly sensitive transducers for both acceleration and hydrodynamic pressure response, important information regarding frequency and mode shape is possible. This type of investigation is analogous to the geophysical measurements which have proved so efficient in rock

aux mesures géophysiques qui se sont avérées si efficaces en mécanique des roches. Il mérite une attention spéciale de la part des responsables de la sécurité de barrages, ainsi que quelques travaux de recherche pour son application au contrôle de santé des barrages en maçonnerie.

Il faut aussi mentionner que les appareils d'auscultation seuls, même s'ils sont très sophistiqués, ne suffisent pas et qu'ils doivent être accompagnés d'*inspections visuelles directes*. En raison des grandes dimensions d'un barrage et du fait que les appareils d'auscultation ne sont pas nécessairement situés dans la zone où se développe un phénomène nuisible, il est très utile d'inspecter périodiquement l'ensemble de l'ouvrage, afin de détecter des signes de désordres possibles : fissuration, zones humides, nouvelles résurgences, etc... Cette inspection doit être effectuée par des personnes bien au courant de ce qu'elles ont à rechercher. Ces personnes ne sont pas nécessairement des ingénieurs, mais elles doivent être formées à ces tâches par des ingénieurs de barrages.

Quelle que soit la qualité de l'auscultation, l'évaluation de la santé d'un ouvrage implique un jugement personnel émis par les ingénieurs les plus qualifiés pour de telles tâches. Ils sont les experts qui doivent assumer, en dernier ressort, la responsabilité de l'évaluation de la santé de l'ouvrage. C'est la conclusion des « *Recommandations ASCE relatives à l'évaluation de l'état d'ouvrages existants* », 1990. Une telle recommandation s'applique, bien entendu, aux barrages-poids.

Le coût total des dispositifs d'auscultation peut être de l'ordre de 1 % de l'investissement total.

6.4. SYSTÈMES D'ALERTE ET PLANS D'ÉVACUATION

Statistiquement, on considère que les barrages-poids ont été très sûrs au cours des cinquante dernières années, et seuls deux barrages de ce type (tous deux en maçonnerie) ont subi des ruptures au cours de cette période. Mais 10 des 20 ruptures survenues avant cette période de 50 ans furent des catastrophes, causant au total 4 000 morts à une époque où les densités de population étaient bien inférieures à celles d'aujourd'hui. Il y a une faible probabilité de rupture soudaine, importante, mais la rupture est difficile à prévoir. Les dispositifs d'alerte peuvent donc être différents de ceux concernant des barrages en remblai et doivent permettre d'avertir très rapidement, en cas de danger, les populations exposées, situées près du barrage.

Le risque global est plus étroitement associé aux caractéristiques du barrage (maçonnerie, spécialement maçonnerie ancienne, fondations douteuses, risque de niveau d'eau excessif) qu'à sa hauteur et au volume de la retenue. Ce dernier influence la durée de l'onde de rupture de barrage et l'étendue de la crue catastrophique, mais a peu d'effet sur son débit maximal. Les barrages anciens, de hauteur modérée, nécessitent légitimement plus de systèmes d'alerte que les barrages modernes de grande hauteur.

Les crues constituent le risque majeur pour les barrages anciens. Il est important de rappeler que :

- quelques barrages se sont rompus avant d'être submergés,
- la rupture de la maçonnerie peut survenir après la pointe de la crue (extension des fissures),

mechanics. It deserves particular attention from those responsible for dam safety and is worth some research work and investigations for the health monitoring of masonry dams.

It should also be realized that instrumentation alone, even if it is very sophisticated, is not sufficient and that it should be accompanied by *direct visual inspection*. Owing to the large size of a dam and to the fact that instruments are not necessarily located in the zone where a detrimental phenomenon develops, it is most useful to survey the whole structure periodically, looking for signs of possible disorders: cracking, wet areas, new springs, etc. This survey has to be performed by persons well aware of what they have to look for. They need not be engineers but they have to be trained for the purpose by dam engineers.

Whatever the quality of monitoring, the evaluation of the health of a structure implies personal judgement by the engineers best qualified for such a task. They are the experts who must ultimately take responsibility for the evaluation. This is the conclusion of the *ASCE Guidelines for Condition Assessment of Existing Buildings (1990)*. It is obvious that such a recommendation applies to gravity dams.

The total cost of investment in instrumentation may be in the order of 1% of the total investment.

6.4. ALARM SYSTEMS AND EVACUATION PLANS

Statistically, gravity dams are seen to have been very safe over the last fifty years, and have been subject to only 2 dam failures in that time (both in masonry dams). But 10 of the 20 failures up until 50 years ago were catastrophic, causing a total of 4000 deaths at a time when population densities were much lower than they are now. There is a low probability of sudden, major failure, but failure is difficult to foresee. Alarm systems may therefore differ from those of embankment dams, and must enable exposed populations near the dam to be alerted very rapidly.

The global risk is more closely linked to the characteristics of the dam (masonry-especially old masonry-, dubious foundations, risk of excessive water level) than to its height and to the reservoir volume. The reservoir volume affects the duration of a dam-break wave and the reach of catastrophic flood but has little effect on its maximum flow. And old dams of moderate height justifiably require more alarm systems than high modern dams.

The major risk of old dams involves floods. It is important to remember that :

- some dams failed before they were overtopped,
- masonry failure can occur after the flood peak (extension of cracks),

- pour beaucoup de barrages anciens équipés d'évacuateurs non vannés, une crue centennale ou millennale peut provoquer, en quelques heures seulement, la surélévation du niveau de retenue de plusieurs mètres au-dessus du niveau maximal atteint précédemment ; et augmenter la poussée horizontale sur de petits barrages de plus de 20 % par rapport à la valeur maximale atteinte précédemment,

- pour de longs barrages, le risque principal se situe souvent dans des zones de hauteur modérée.

Pour toutes ces raisons, les dispositifs d'alerte sont justifiés sur un grand nombre de barrages de différentes dimensions. De tels dispositifs ne sont pas nécessairement coûteux s'ils sont limités aux 15 à 30 jours par an au cours desquels les prévisions météorologiques indiquent des crues possibles. Compte tenu des progrès dans le domaine des transmissions (radio, téléphone, sirène), ces dispositifs peuvent être très efficaces, déclenchant une évacuation rapide des populations exposées au risque. Dans de nombreux cas, des abris sûrs peuvent être trouvés à une courte distance des zones dangereuses.

Dans certaines régions et pour certains types de barrage (en particulier, le type en maçonnerie), le risque sismique ne doit pas être négligé ; l'amorce de fissures causées par un séisme peut conduire à une rupture plusieurs jours après.

- for many old ungated dams, a 100 or 1000-year flood can in just a few hours make the reservoir level rise several metres above the highest level ever reached previously; and increase the maximum horizontal thrust ever exerted on small dams by more than 20 %,

- for long dams, the greater risk is often in areas of moderate height.

For all these reasons, alarm systems are justified on a great many dams of different sizes. Such systems are not necessarily expensive if they are restricted to the 15 or 30 days per year when weather forecasts indicate that flooding is possible. With recent progress in transmissions (radio, telephones, sirens), they can be very effective, initiating rapid evacuation by their own means of the populations most at risk. In many cases, safe havens can be found only a short distance away.

In some regions and for some dam types (especially masonry), the risk of earthquakes should not be overlooked; incipient cracks caused by earthquakes can cause failure several days later.

7. CONCLUSIONS

Le barrage-poids a une longue histoire. Suivant le pays et l'époque, la proportion des barrages-poids a varié et varie toujours beaucoup : de 2 % à 75 % du nombre total de barrages à un moment donné et/ou dans un pays donné. Cette grande variation résulte manifestement des caractéristiques du milieu local, mais aussi, et surtout, du changement des conditions économiques. L'élément-clé pour une comparaison satisfaisante est le coût de main-d'œuvre nécessaire à la construction. Actuellement, une heure de main-d'œuvre dans certaines régions coûte encore 100 fois moins que dans les pays très industrialisés (0,25 \$US comparativement à 25 \$US).

Ces différences ont conduit à de fortes traditions locales impliquant des concepts techniques. C'est la raison pour laquelle, dans des pays où les coûts de la main-d'œuvre sont bas, par exemple inférieurs à 1 \$US/heure, des barrages en maçonnerie sont toujours construits. On doit se rappeler qu'actuellement 25 % des barrages-poids en service dans le monde sont en maçonnerie, un certain nombre d'entre eux présentant une sécurité douteuse.

Certaines idées préconçues influencent également le projet de barrages-poids en béton. Cependant, une nouvelle approche est en train de modifier profondément la construction des barrages-poids : il s'agit de l'utilisation de béton compacté au rouleau (BCR). Il en résulte une construction plus rapide et moins coûteuse, avec moins de main-d'œuvre et moins de ciment, qui va progressivement remplacer la construction des barrages en béton classique. Les seules exceptions sont les ouvrages hydrauliques de type poids, tels que les évacuateurs de crue vannés et les prises d'eau, pour lesquels le BCR n'est pas toujours avantageux.

L'utilisation du BCR a d'importantes répercussions sur les nouvelles formes de barrage que ce matériau permet d'adopter. Dans l'évolution de la technologie, les nouveaux matériaux ont logiquement conduit à de nouvelles formes de structure, et non le contraire. Ce doit être le cas du BCR. Un objectif est d'essayer d'optimiser le volume d'un barrage en fonction du coût unitaire inférieur du béton. Une possibilité évidente est d'adopter un parement amont incliné au lieu d'un parement vertical classique.

Cette approche conduit au « barrage en remblai dur à parements symétriques ». Ce type de barrage est constitué de remblai dur, c'est-à-dire un BCR très maigre et peu coûteux, dont le prix unitaire est suffisamment bas pour permettre une augmentation substantielle du volume du barrage. La nouvelle forme offre une augmentation significative des coefficients de sécurité concernant (a) la stabilité au glissement sur une fondation de mauvaise qualité, (b) la résistance au déversement lors de crues exceptionnelles et (c) le comportement vis-à-vis des séismes de forte intensité.

Bien que la forme idéale d'un barrage en remblai dur soit le profil symétrique (avec un fruit de chaque parement proche de $0,7H/1,0V$), conduisant à une distribution uniforme des contraintes, il peut être opportun d'adapter légèrement les pentes aux conditions locales réelles. Il est également parfois avantageux d'associer la section poids à des remblais sur les côtés amont et/ou aval, ainsi que l'ont prouvé

7. CONCLUSIONS

The gravity dam has a long history. Depending on the country and on the period of time, the proportion of gravity dams has varied and varies greatly still: anywhere from 2% to 75% of the total number of dams at a given time and/or in a given country. This broad spread is obviously due to local environment but also, and mainly, to changing economic conditions. The key for a correct comparison is the cost of labour required for construction. At present an hour of labour in some countries still costs 100 times less than in the most industrialized countries (US\$ 0.25 compared to US\$ 25).

These differences have resulted in strong local traditions involving engineering concepts. That is the reason why, in countries where labour costs are low, say below US\$ 1 per hour, masonry dams are still used. It must be realized that at present 25% of the world's existing gravity dams are made of masonry, a number of them being of questionable safety.

A number of preconceived ideas also affect the design of gravity dams made of concrete. A new approach is drastically modifying the construction of gravity dams, however; namely the use of roller-compacted concrete (RCC). The result is a quicker and cheaper construction, with less labour and less cement, which is going to progressively replace conventional concrete dam construction. The only exceptions are hydraulic gravity structures, such as gated spillways and intakes, for which RCC is not always advantageous.

The new RCC material deserves serious reflection about the new dam shapes it could allow. In the history of engineering, new materials have consistently generated new structural shapes, not the contrary. This must also be true of RCC. One line of thought is to try and optimize the dam volume vs. the lower unit cost of the concrete. An obvious possibility is to use a sloping upstream face instead of the traditional vertical wall.

This is the approach which leads to the “faced symmetrical hardfill dam” (FSHD). This type of dam is made of hardfill, i.e. a very lean and cheap RCC, the unit cost of which is low enough to allow a substantial increase in the dam volume. The new shape offers a significant increase in safety factors with respect to (a) stability in terms of sliding on a poor foundation, (b) resistance to overtopping by an exceptional flood and (c) outstanding behaviour in the event of strong earthquakes.

Although the ideal shape of an FSHD dam is symmetrical (with both slopes close to 0.7H:1.0V), obtaining a uniform stress distribution, it may be expedient to slightly adjust the slopes to fit actual local conditions. It may also be an improvement to combine the gravity section with embankments on the upstream and/or downstream sides, similar to some successful projects which have already

des réalisations couronnées de succès. Cette nouvelle conception du barrage-poids doit être prise en considération à chaque occasion. Elle peut constituer la solution la plus économique, mais, même si ce n'est pas le cas, elle sera souvent retenue à cause de la meilleure sécurité qu'elle présente.

Dans les pays industrialisés, la tendance est claire : la plupart des futurs barrages en béton seront des barrages-poids en BCR, sauf pour les barrages de très grande hauteur où le type voûte restera compétitif. Dans les pays en voie de développement, où 90 % des barrages sont actuellement des digues en remblai construites par des moyens non mécanisés, l'augmentation progressive des coûts de la main-d'œuvre conduira certainement à la construction d'un plus grand nombre de barrages-poids, en particulier dans le domaine des nombreux petits barrages dont la construction est nécessaire. Pour ces barrages, la maçonnerie continuera à être utilisée pendant quelque temps et sera suivie par le BCR.

Dans ce contexte, on peut prévoir que la conception et la forme des barrages-poids évolueront encore, de façon assez identique à ce qui s'est produit au cours des années écoulées dans le domaine des barrages en remblai, afin de mieux s'adapter aux conditions physiques et humaines des divers sites. Il est évident que les barrages-poids ont un brillant avenir à travers le monde.

proved to be very promising. This renewal of the gravity dam design should be considered at every opportunity. It may be the most economical solution, but even if it is not, it is often to be preferred because of its inherently better safety.

In the industrialized countries the trend is clear: most of the concrete dams of the future will be RCC gravity dams, except for very high dams where the arch design will stay competitive. In developing countries, where 90% of the dams are at present embankment dams built by non-mechanized means, the progressive increase in labour costs will obviously lead to the construction of more gravity dams, particularly for the large number of small dams required. For these dams, masonry will continue to be used for some time and will be followed by RCC.

In this context it can be forecast that the design and shape of gravity dams will still evolve in a manner somewhat similar to what happened to embankment dams, so as to better fit the human and physical conditions of the various sites. It is obvious that gravity dams have a bright future throughout the world.

8. BIBLIOGRAPHIE / BIBLIOGRAPHY

- BOUYGE, B., LANGLOIS, A.P., MARTIN, J.-P., « Quality of Works in RCC, in France : a Contractor's Solution », Roller-Compacted Concrete II, ASCE, New York, Feb. 1988.
- COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES : « Petits barrages », Éditions Cemagref, Paris, 1996.
- DOUGLAS, K., SPANNAGLE, M. and FELL, R. « Analysis of Concrete and Masonry Dam Incidents », to be published by Hydropower & Dams, United Kingdom, 1999.
- DUNSTAN, M.R.H., « RCC Dams (completed and under construction) » - Hydropower & Dams - World Atlas - 1998.
- DUNSTAN, M.R.H., « The State-of-the-Art of RCC Dams », Hydropower & Dams, United Kingdom, Vol. 1, Issue 2, 1994.
- DURON, Z.H., « Development of Diagnostic Testing Procedures for Short and Long Term Monitoring of Concrete Dams », First World Conference on Structural Control, 3-5 August 1994, Los Angeles, California, USA.
- ICOLD Bulletin 83, « Cost Impact of Future Dam Design / Évolution des Barrages – Influence des Coûts », ICOLD / CIGB, Paris, 1992.
- ICOLD Bulletin 99, « Dam Failure – Statistical Analysis / Ruptures de Barrages – Analyse Statistique », ICOLD / CIGB, Paris, 1995.
- LONDE, P., LINO, M., « The Faced Symmetrical Hardfill Dam : A New Concept for RCC », Water Power & Dam Construction, United Kingdom, Feb. 1992.
- MASON, P.J., « The Evolving Dam », Hydropower & Dams, United Kingdom, Vol. 4, Issue 5, 1997.
- MGALOBELOV, YU. B., LANDAU, YU. A., « Non-conventional Concrete Dams on Rock Foundations », Balkema Publisher, Rotterdam, 1997.
- PARKER, J.W., « Economic Factors in Roller-Compacted Concrete Dam Construction », Roller-Compacted Concrete III, ASCE, San Diego, Feb. 1992.
- PROJET NATIONAL BaCaRa 1988-1996 (France) : « Béton Compacté au Rouleau – Barrage en BCR », Presse des Ponts et Chaussées, Paris, 1996.
- RAPHAEL, J.M., « The Optimum Gravity Dam », Rapid Construction of Concrete Dams, ASCE, New York, 1970 (reprinted in Roller Compacted Concrete III, ASCE, San Diego, 1992).
- ROYET P., FRANCO J., BAYET L., BOUTEY J.M., « Diagnostic et réhabilitation des barrages en maçonnerie », Colloque Technique CFGB, Chambéry, 1993.
- SCHRADER, E.K., « Design and Facing Options for RCC on Various Foundations », Water Power & Dam Construction, United Kingdom, Feb. 1993.
- SCHRADER, E.K., « The First Concrete Gravity Dam Designed and Built for Roller-Compacted Construction Methods », Concrete International, American Concrete Institute, Detroit, USA, Oct. 1982.

- SCHRADER, E.K., « Roller Compacted Concrete », Military Engineers, Vol. 69, Sept-Oct. 1977 (reprinted by the Portland Cement Association, Stokie, Illinois, USA).
- SCHRADER, E.K., « Strain, Cracking and Failure described by an Ultimate Modulus », Proceedings Second CANMET/ACI International Symposium, Las Vegas, Nevada, USA, 1995.
- SCHRADER, E.K., « Design, construction and performance of Burton Gorge RCC dam », Hydropower & Dams, United Kingdom, Vol. 6, Issue 1, 1999.
- SHEN CHONGGANG, « RCC Dams in China », 16th ICOLD Congress, San Francisco, USA, June 1988, Vol. V.
- STERENBERG, J., « Combining rockfill and RCC to create better dams », Hydropower & Dams, United Kingdom, Vol. 5, Issue 3, 1998.

ANNEXES

APPENDICES

Annexe A - Le barrage en remblai dur
à profil symétrique -
Spécifications

Appendix A - The Faced Symmetrical
Hardfill Dam (FSHD) -
Specifications

Annexe B - Le barrage en remblai dur
à profil symétrique -
Conception du masque
amont

Appendix B - The Faced Symmetrical
Hardfill Dam (FSHD) -
Upstream facing design

Annexe C - Ruptures du barrage de
Bouzey (1884 et 1895)

Appendix C - Bouzey dam failures
(1884 and 1895)

ANNEXE A

LE BARRAGE EN REMBLAI DUR À PROFIL SYMÉTRIQUE – SPÉCIFICATIONS

1. ÉPAISSEUR DES COUCHES

Dans la construction des barrages en remblai dur à profil symétrique, il n'y a pas lieu d'éviter la ségrégation du BCR, du fait que le corps du barrage ne nécessite pas une étanchéité ni une résistance mécanique élevée. Il en résulte que les couches de remblai dur peuvent être mises en place avec des épaisseurs plus élevées que celles du BCR classique (30 cm). Pour la même raison, il n'est pas nécessaire d'exécuter les nouvelles couches sur du béton frais, à l'inverse du BCR dont les couches doivent donc être minces. De ce fait, les couches de remblai dur peuvent avoir une épaisseur de 90 cm ou 1 m. Le rouleau vibrant ordinaire de 10 tonnes utilisé sur les couches de 90 cm des barrages japonais en BCR (barrages RCD) permettra d'obtenir le même compactage sur du remblai dur.

La ségrégation n'étant pas un problème et des couches épaisses étant adoptées, il ne sert à rien de limiter la dimension maximale des granulats à 70 ou 80 mm. Comme pour le béton classique, une dimension maximale de granulats de 150 mm est acceptable. Cette dimension est compatible avec les centrales de malaxage courantes. Cette augmentation substantielle des dimensions des granulats conduit à des économies dans les coûts de concassage et de ciment.

Il est évident que la surface de levée du remblai dur, qui est un béton très maigre, sera rugueuse et exempte de pâte de ressuage, et pourra donc résister, sans traitement particulier, aux contraintes de cisaillement modérées existant dans le barrage en remblai dur. Une résistance à la traction n'est pas nécessaire. En outre, il n'y a pas lieu de rendre étanches les joints de levée (plus ils seront perméables, mieux ce sera). Il sera donc tout à fait admissible d'arrêter le bétonnage pendant un certain temps et de reprendre la mise en place sans traitement spécial de la surface. Cette différence majeure par rapport à la pratique du BCR engendrera des économies supplémentaires.

En résumé : Épaisseur des couches : 90 cm ou 1 m

Dimension maximale des granulats : 150 mm

Surfaces des levées : sans traitement

2. MASQUE AMONT

Le masque amont destiné à assurer l'étanchéité du barrage peut être constitué de dalles en béton armé, et donc identique à celui adopté dans les barrages en enrochement à masque en béton.

L'idée fondamentale est de construire le masque amont après l'achèvement du corps du barrage. De cette façon, la plus grande partie de la fissuration du barrage

APPENDIX A

THE FACED SYMMETRICAL HARDFILL DAM (FSHD) - SPECIFICATIONS

1. THICKNESS OF LAYERS

In FSHD construction there is no point in avoiding segregation of the RCC as the dam body does not have to be impervious and does not require high strength. Hence, hardfill need not be placed in the thin layers of conventional RCC (30 cm). For the same reason there is no need to place the new layers on fresh concrete, which also is why layers must be thin in RCC. As a result, the layers of hardfill can be 90 cm or 1 m thick. The ordinary 10 ton vibratory roller used on the 90 cm layers of the Japanese RCD will achieve the same compaction on hardfill.

Since segregation is not a problem and thick layers are used, there is no purpose in limiting the maximum size of aggregates to 70 or 80 mm. Similar to what is done for conventional concrete, a maximum dimension of aggregates of 150 mm is acceptable. This size is compatible with the most common mixing plants. This substantial increase in aggregate dimensions should result in savings in crushing and cement costs.

It is obvious that the lift surface of hardfill, a very lean concrete, will be rough and free of bleeding paste, that is to say able to withstand the moderate shear stresses developed in the FSHD dam without any treatment. No tensile strength is required. In addition there is no intention to make lift joints watertight (the more pervious they are, the better). It will therefore be entirely permissible to stop concreting for any length of time and to resume placement with no special treatment of the surface. This major difference with RCC practice will generate further savings.

Summary Layer thickness: 90 cm or 1 m
Maximum dimension of aggregate: 150 mm
Lift surfaces: no treatment

2. UPSTREAM FACING

The upstream facing necessary for controlling the watertightness of the dam can consist of a reinforced-concrete slab, similar to the classical facing used in CFRD.

The basic idea is to place the upstream facing after the completion of the dam body. In this manner most of the cracking of the dam will have occurred by the time

se sera produite avant la mise en place du masque, et il est peu probable qu'une telle fissuration continue à se manifester. Toutefois, il est prudent de s'assurer qu'aucune ouverture éventuelle d'une fissure ne peut affecter ultérieurement le béton armé. À cet effet, il suffit de vérifier que la dalle en béton armé est capable de glisser de part et d'autre de la fissure potentielle.

Une possibilité serait de placer le masque sur une surface de glissement spécialement conçue. Mais une telle solution serait difficile à mettre en œuvre et pas entièrement fiable. Il est préférable d'utiliser la pleine aptitude des armatures en acier à résister au frottement entre le barrage et la dalle. La dalle sera alors capable de glisser sans fissuration. En supposant, par exemple, une charge d'eau de 100 m, un angle de frottement de 45° entre la dalle et le remblai dur, et une fissure de retrait qui s'ouvre de 2 cm (ce qui est une hypothèse prudente si le masque est construit après l'achèvement du corps du barrage), l'armature nécessaire sera constituée de 16 fers de 25 mm de diamètre par mètre. La direction de la fissure potentielle étant verticale, cette armature est horizontale. Si la dalle a 1 m d'épaisseur (ce qui correspond à un gradient hydraulique de 100), la section des aciers est de l'ordre de 0,8 % par rapport à celle du béton. Dans la direction perpendiculaire (" verticale "), qui ne subit pratiquement pas de charge, un ferrailage de l'ordre de 0,1 % à 0,2 % est jugé largement suffisant.

Une conception prudente consiste à adopter un masque amont en béton armé d'une épaisseur de $0,3 + 0,007 H$ (m), le ferrailage horizontal ayant une section de 1 % et le ferrailage " vertical " de 0,1 % à 0,2 %. Une telle dalle, avec un ferrailage continu, ne subira pas de rupture en cas de fissures se développant dans le barrage. La conséquence la plus importante est que le barrage en remblai dur à profil symétrique peut être construit sans joints de contraction, c'est-à-dire sans préparation (coffrage ou découpage) et sans installation de waterstops.

Une variante est un masque continu en acier. Le même calcul donne une épaisseur de tôle d'acier inférieure à 10 mm à 100 m de profondeur. Cette solution fut recommandée pour des barrages en enrochement, il y a une quarantaine d'années, par J.L. Sherard dans son étude " Barrages en enrochement : Barrages avec masque en acier " (Civil Engineer, Vol 29, Oct. 1959). Pour de petits barrages, l'installation d'une membrane amont en plastique peut constituer une solution satisfaisante. Une autre possibilité est de réaliser un remblai en terre imperméable contre le parement amont du remblai dur exécuté en même temps, solution déjà adoptée dans un certain nombre de batardeaux. Pour toutes ces solutions, le barrage en remblai dur à profil symétrique peut être construit sans joints de contraction.

En raison de l'efficacité du masque amont en tant qu'organe d'étanchéité du barrage, la fissuration d'origine thermique n'est plus un problème et le refroidissement des granulats n'est pas nécessaire pour un barrage en remblai dur.

En résumé : Aucun joint de construction dans le barrage en remblai dur à profil symétrique
Sans refroidissement des granulats
Épaisseur de la dalle amont : $0,3 + 0,007 H$ (m)
Armature de la dalle amont : 1 % horizontalement

the facing is placed, and it is unlikely that a dam crack will continue through it. However, it is considered prudent to make sure that any possible future opening of a crack cannot carry through the reinforced concrete. To ensure this it suffices to ensure that the reinforced slab is able to slide on both sides of the potential crack.

One possibility would be to place the facing on a specially designed sliding surface. But this would be difficult to implement and not fully reliable. It is preferable to use the full capacity of the reinforcing steel to resist the friction between the dam and the slab. Then the slab will be able to slide without cracking. Assuming, for instance, a head of 100 m, a friction angle of 45° between the slab and the hardfill, and a shrinkage crack that opens a further 2 cm (which is conservative if the slab is placed after the completion of the dam body), the required reinforcement consists of sixteen 25 mm diameter bars per metre. Since the direction of the potential crack is vertical, this reinforcement is horizontal. Assuming that the slab is 1 m thick (corresponding to a hydraulic gradient of 100) the sectional area of steel is 0.8% of the concrete area. In the perpendicular direction (“vertical”), which is practically unloaded, reinforcement of 0.1% to 0.2 % is deemed more than adequate.

As a first conservative estimate it is proposed to design the upstream reinforced-concrete facing with a thickness of $0.3 + 0.007 H$ (m), a horizontal reinforcing steel section of 1%, and a “vertical” section of 0.1% to 0.2%. Such a slab, with continuous reinforcement, should not break in the event of cracks developing in the dam. The most significant consequence is that the FSHD dam can be built with no contraction joints, i.e. with no preparation (forming or cutting) and no installation of waterstops.

An alternative is a continuous steel facing. The same computation gives a steel plate thickness less than 10 mm at 100 m depth. This alternative was recommended for rockfill dams as early as forty years ago by J.L. Sherard in his paper “Rockfill Dams: Steel Faced Dams” (Civil Engineer, Vol. 29, Oct. 1959). For small dams, plastics could proved successful. Another possibility is an impervious earth embankment placed against the upstream side at the same time as the hardfill, a solution already used in a number of cofferdams. For all these alternatives the FSHD dam can be built with no contraction joints.

Due to the positive effect the upstream facing has in achieving the watertightness of the dam, thermal cracking is no longer a problem and aggregate cooling is not required for an FSHD dam.

Summary No contraction joints in the FSHD dam

No cooling of aggregates

Upstream slab thickness: $0.3 + 0.007 H$ (m)

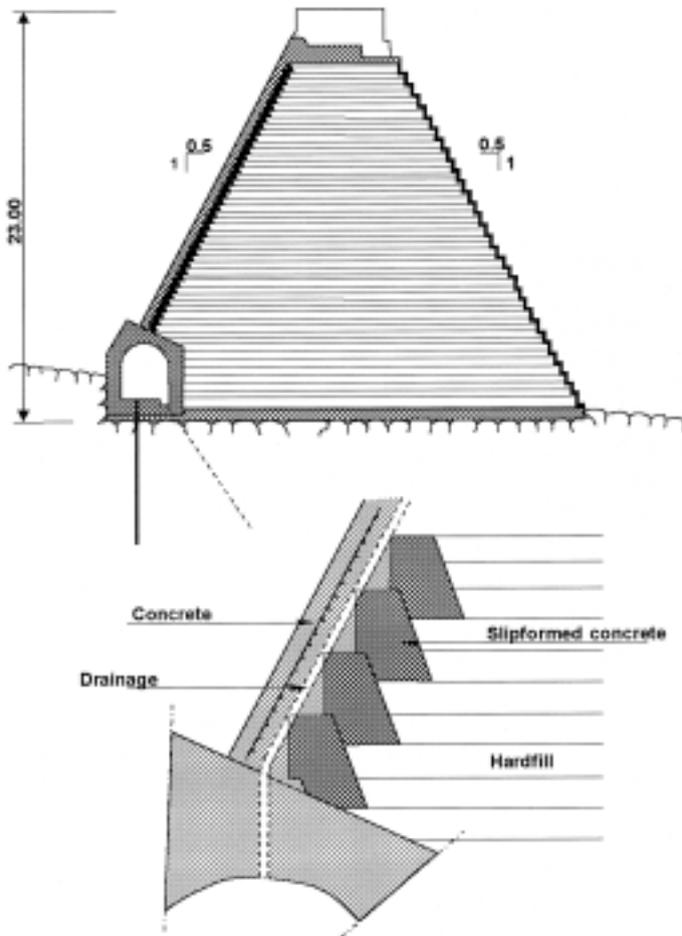
Upstream slab reinforcement: 1% horizontally

ANNEXE B

LE BARRAGE EN REMBLAI DUR À PROFIL SYMÉTRIQUE - CONCEPTION DU MASQUE AMONT

Les exemples suivants illustrent plusieurs conceptions possibles pour le masque amont incliné.

1. BARRAGE DE MARATHIA, DANS L'ÎLE DE MYCONOS (GRÈCE) (Fig. B1)



APPENDIX B

THE FACED SYMMETRICAL HARDFILL DAM (FSHD) - UPSTREAM FACING DESIGN

The following examples illustrate several possible design arrangements for inclined upstream facings.

1. MARATHIA DAM ON MYCONOS ISLAND IN GREECE (Fig. B1)

Fig. B1

Marathia dam (Greece)

Barrage de Marathia (Grèce)

Concrete
Drainage
Slipformed concrete
Hardfill

Béton
Drainage
Béton coffré (coffrage glissant)
Remblai dur

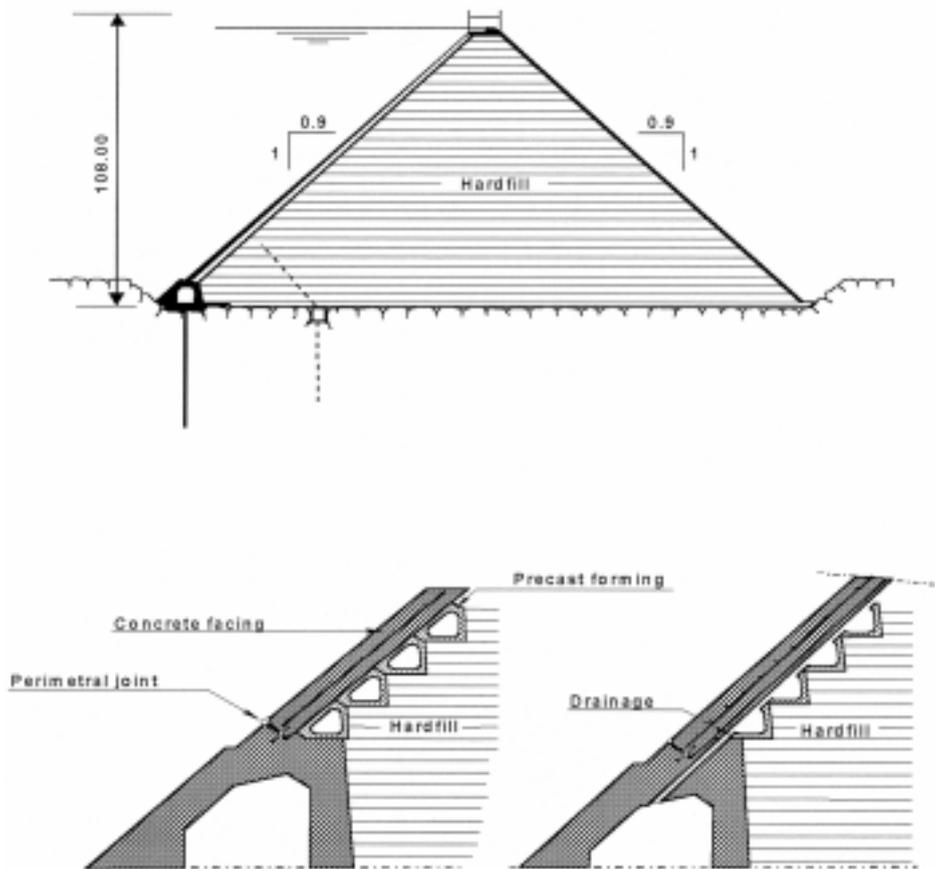
Ce barrage fut achevé et mis en service en 1992 :

- hauteur du barrage : 24,5 m,
- fondation : granite sain,
- fruits amont et aval : 0,5H/1V,
- parement amont constitué d'éléments préfabriqués en béton,
- masque amont : béton armé de 30 cm d'épaisseur, 1 % de ferrailage horizontal, 0,1 % de ferrailage vertical,
- joint périphéral entre le masque et la galerie de visite,
- drainage au moyen de tuyaux PVC, de 100 mm de diamètre, noyés dans le masque en béton et raccordés à la galerie de visite.

La retenue a été complètement remplie et le comportement du barrage est tout à fait satisfaisant.

2. BARRAGE DE PAPADIANA, EN CRÈTE (Fig. B2)

Ce barrage a été étudié jusqu'au stade d'avant-projet détaillé, mais n'a pas encore été construit.



This dam was constructed and commissioned in 1992:

- dam height: 24.5 m
- foundation: sound granite
- upstream and downstream slope: 0.5H:1V
- upstream facing made of precast units
- upstream facing: 30 cm reinforced concrete, 1% horizontal reinforcement, 0.1% vertical reinforcement
- perimetral joint between the facing and the inspection gallery
- drainage by 100 mm dia. PVC tubes embedded in the concrete facing and connected to the perimetral gallery.

The reservoir has been fully impounded and the dam is behaving quite satisfactorily.

2. PAPADIANA DAM IN CRETE (Fig. B2)

This dam has been designed up to the Tender Design stage but has not yet been built.

Fig. B2

Papadiana dam (Greece)

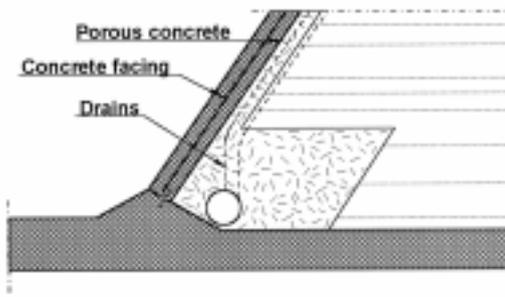
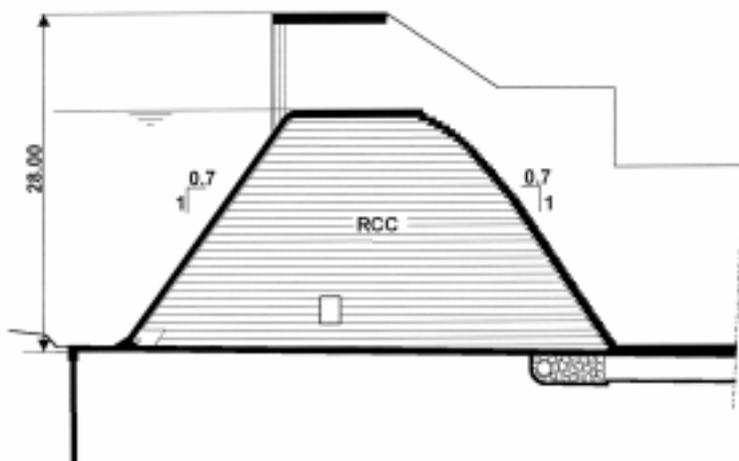
Barrage de Papadiana (Grèce)

Hardfill
Concrete facing
Perimetral joint
Precast forming
Drainage

*Remblai dur
Masque en béton
Joint périmétral
Éléments de coffrage préfabriqués
Drainage*

- hauteur du barrage : 105 m,
- fondation : quartzite et phyllite de très mauvaise qualité,
- fruits amont et aval : 0,9H/1V,
- des éléments creux préfabriqués, en béton, constituent, à l'amont, un système de coffrage et un dispositif de drainage interconnecté verticalement et horizontalement ; une géomembrane empêche une obstruction du dispositif de drainage par du béton et limite le coefficient de frottement entre le masque en béton et le corps du barrage,
- l'épaisseur du masque en béton armé, avec 0,6 % de ferrailage horizontal et 0,4 % de ferrailage vertical, varie de 0,30 m au sommet à 1 m au pied,
- béton continu coulé entre des joints verticaux, et joint périmétral équipé de deux waterstops,
- galerie de visite périmétrale collectant les eaux de percolation recueillies par le dispositif de drainage du masque.

3. BARRAGE DE COMPENSATION DE MONCION, EN RÉPUBLIQUE DOMINICAINE (Fig. B3)



- dam height: 105 m
- foundation: very poor quartzite and phyllite
- upstream and downstream slope: 0.9H:1V
- upstream forms and drainage are made with hollow precast elements whose drainage systems are interconnected both vertically and horizontally; a geomembrane prevents clogging of the drainage system by concrete and limits the friction coefficient between the concrete facing and the dam body
- the thickness of the reinforced-concrete facing with 0.6% horizontal and 0.4% vertical reinforcement varies from 0.30 m at the top to 1 m at the bottom
- continuous concrete cast between vertical joints, and perimetral joint equipped with double waterstops
- perimetral inspection gallery collecting the seepage from the facing drainage system.

3. MONCION AFTERBAY DAM, IN THE DOMINICAN REPUBLIC (Fig. B3)

Fig. B3
 Moncion afterbay dam (Dominican Republic)
Barrage de compensation de Moncion (République Dominicaine)

RCC
 Porous concrete
 Concrete facing
 Drains

BCR
Béton poreux
Masque en béton
Drains

Le barrage de Moncion est un barrage déversant, de 25 m de hauteur, en remblai dur à profil symétrique, avec fruits amont et aval de 0,7H/1V, construit en 1996 sur une fondation sableuse de très mauvaise qualité.

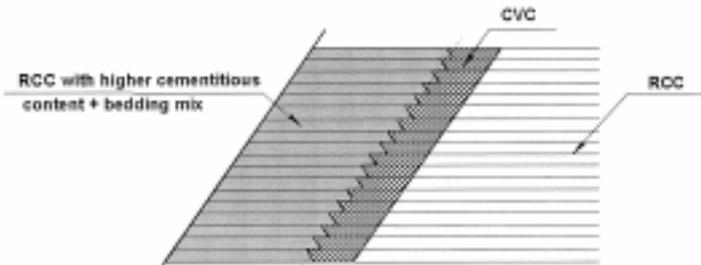
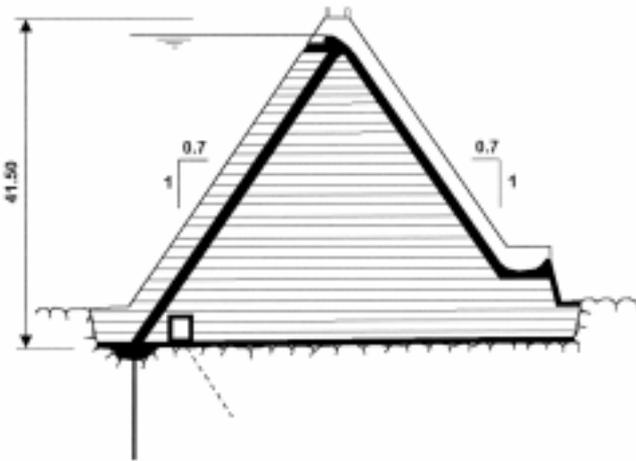
La conception du masque amont est la suivante :

- sous-couche de béton poreux équipée de tuyaux de drainage, mise en place sur le talus du remblai dur,
- masque amont en béton armé.

Les deux couches de béton, l'une perméable, l'autre étanche, furent mises en place en utilisant le même matériel.

4. BARRAGE DE ZRIZER, AU MAROC (Fig. B4)

Une nouvelle adaptation du barrage en remblai dur à profil symétrique fut proposée pour un barrage, de 40 m de hauteur, implanté sur une fondation de très mauvaise qualité et très déformable, au Maroc, où il était opportun de concevoir un ouvrage poids déversant.



Moncion afterbay dam is a 25 m high FSHD spill dam with 0.7:1 upstream and downstream slopes, built in 1996 on a very poor sandy foundation.

The design of the upstream facing is as follows:

- first layer of porous concrete equipped with drainage tubes, cast on the hardfill slope,
- reinforced-concrete facing.

The two layers of concrete, one pervious and the other impervious, were cast in place with the same equipment.

4. ZRIZER DAM IN MOROCCO (Fig. B4)

A novel adaptation of the FSHD design was proposed for a 40 m high dam on a very poor and highly deformable foundation in Morocco where it was expedient to design a gravity spill structure.

Fig. B4

Zrizer dam (Morocco)
Barrage de Zrizer (Maroc)

RCC with higher cementitious content
+ bedding mix
CVC (conventional vibrated concrete)
RCC

BCR, de dosage plus élevé en liant
+ couche de liaison
Béton vibré classique
BCR

En vue de simplifier la construction, le projeteur a choisi des parements de fruit $0,7H / 1V$, réalisés au moyen de coffrages économiques. Un “ masque ” en béton classique fut prévu à *l'intérieur* du profil et devait être construit sans coffrage, en même temps que le corps du barrage.

Cette conception est simple et séduisante. Cependant, on peut craindre, avec juste raison, que l'étanchéité ne soit pas aussi bonne ou aussi sûre que celle d'un masque construit après la mise en place du remblai dur (béton compacté économique). La solution fut finalement écartée par le maître d'ouvrage en raison de la déformabilité excessive de la fondation.

L'idée peut être prise en considération pour des barrages de faible hauteur ($h < 30$ m)

In order to simplify construction, the designer selected 0.7:1 slopes made with economic formwork. A conventional concrete “facing” was included *inside* the profile, and was to be built without formwork at the same time as the dam body.

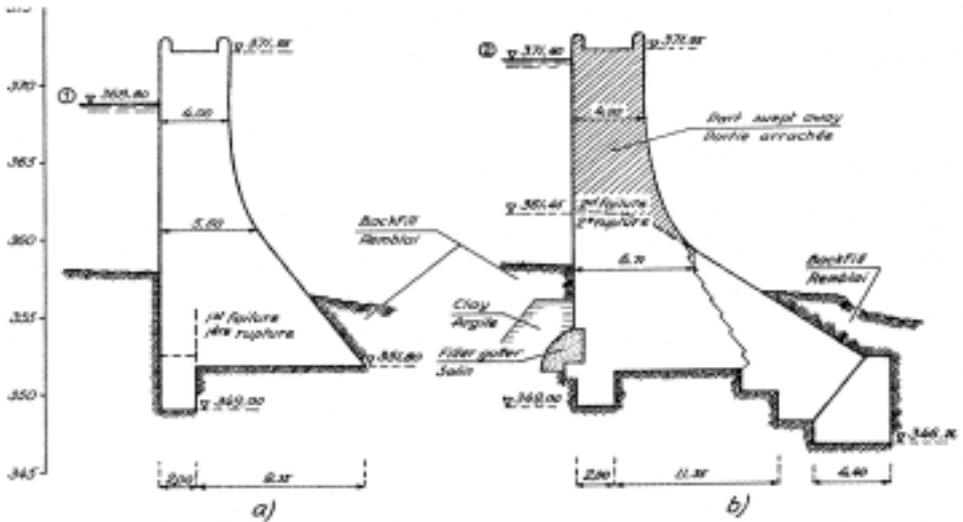
This design is simple and attractive. However, it might justifiably be feared that watertightness is not as good or certain as it is when the facing is built after the hardfill body. The option was finally discarded by the owner because of excessive foundation deformability.

The idea might be considered for small dams ($h < 30$ m).

ANNEXE C

RUPTURES DU BARRAGE DE BOUZEY (1884 ET 1895)

Le barrage de Bouzey, du type poids en maçonnerie, d'une hauteur de 20 m, fut achevé en 1881 près d'Épinal, dans l'est de la France. Il subit deux ruptures : le 14 mars 1884, glissement sur la fondation ; le 27 avril 1895, rupture et renversement de la section supérieure. La seconde rupture fut catastrophique, causant la mort de 150 personnes ; la population locale raconte encore aujourd'hui l'événement.



Une auscultation appropriée serait-elle capable de prédire de tels accidents aujourd'hui ?

1. PREMIÈRE RUPTURE (1884)

Lors de la première rupture, il n'y eut aucun signe d'alerte. Une partie du barrage, sur 135 m de longueur, se déplaça vers l'aval ; le déplacement maximal atteignant 0,34 m au centre de la zone concernée.

Le mur en maçonnerie glissa sur sa fondation et se sépara de son mur parafouille, une fissure horizontale de 93 m de longueur s'étant formée sur le parement amont. Le jour de l'accident, le débit des fuites à travers la fondation passa de 75 l/s, valeur restée stable sur une longue période, à 230 l/s. Il est surprenant que, malgré le désordre spectaculaire, les exploitants aient maintenu le barrage en service normal pendant une année. Des travaux de consolidation furent cependant entrepris : la fissure sur le parement amont fut fermée par un solin en béton recouvert d'un remblai d'argile, et un massif de butée en maçonnerie fut construit au pied aval pour prévenir tout nouveau mouvement.

APPENDIX C

BOUZEY DAM FAILURES (1884 AND 1895)

Bouzey masonry gravity dam (20 m high) was built in 1881 near Épinal in eastern France. It failed twice: on March 14th 1884, when it slid on its foundation, and on 27th April, 1895, when the entire top section broke and tipped over catastrophically. The second failure caused 150 victims, and to this day local people recount the event.

Fig. C1

Bouzey dam failures

Ruptures du barrage de Bouzey

- | | |
|--|---|
| a) Cross-section at time of first failure in 1884 | <i>a) Coupe transversale au moment de la première rupture en 1884</i> |
| b) Cross-section at time of second failure in 1895 | <i>b) Coupe transversale au moment de la deuxième rupture en 1895</i> |
| (1) and (2) Water level when the failure occurred | <i>(1) et (2) Niveau de retenue au moment de la rupture</i> |

Would proper monitoring be able to predict accidents such as these today?

1. FIRST FAILURE (1884)

The first failure gave no warning. A 135 m long section of the dam moved downstream; the maximum movement was 0.34 m at the centre of the section concerned.

The masonry wall slid on its foundation as a result of being separated from its cutoff by a 93 m long horizontal crack opening onto the upstream face. On the day of the accident, leakage through the foundation increased from 75 l/s, which had been the stable rate for a long time, to 230 l/s. It is surprising that despite the spectacular disorder, the operators maintained normal dam operation for a year. Consolidation work was carried out however: the crack on the upstream face was sealed with a fillet of concrete covered with clay, and a masonry thrust block was built at the toe to prevent further movement.

L'explication donnée aujourd'hui à propos de cette rupture est basée sur les effets de la sous-pression, phénomène qui était ignoré à l'époque de cet accident ; le mécanisme des sous-pressions fut effectivement mis en lumière un peu plus tard, précisément lorsque Maurice Lévy analysa les ruptures de Bouzey. Ce qui est maintenant un calcul classique montre que, sans sous-pression, l'angle d'incidence de la résultante des forces agissant sur la fondation était de 33°, ce qui aurait été acceptable ; par contre, si la sous-pression pénétrait dans une fissure amont (ce qui a été probablement le cas, étant donné la présence d'une contrainte effective de traction de 5 bars), l'angle était porté à 45°. Dans ces conditions, il y avait une très grande probabilité d'accident, compte tenu de la mauvaise qualité du grès argileux constituant la fondation.

Rétrospectivement, il est intéressant d'examiner quels dispositifs d'auscultation disponibles aujourd'hui auraient permis de fournir des informations utiles sur l'évolution des conditions ayant conduit à la rupture.

Aucune anomalie ne fut constatée dans les débits des fuites qui restèrent stables avant l'accident.

Les déplacements du barrage n'avaient pas augmenté de façon significative jusqu'à la rupture fragile et, de toute façon, étant donné la nature rigide de la structure d'un barrage-poids, les déplacements auraient été trop faibles pour être détectés au moyen de mesures géodésiques. On peut également se poser des questions au sujet de l'interprétation des lectures des pendules, extensomètres et clinomètres, appareils très précis disponibles aujourd'hui.

Les seules mesures qui auraient pu être réellement utiles sont des lectures piézométriques. Il est certain que les pressions internes dans la maçonnerie - et, en particulier, au niveau de la fondation - ont dû augmenter progressivement jusqu'à ce qu'elles causent la rupture. Des piézomètres même rudimentaires auraient détecté la pénétration de la pression d'eau le long du contact entre la maçonnerie du barrage et la roche de fondation.

2. DEUXIÈME RUPTURE (1895)

Onze ans après le glissement sus-mentionné, la moitié supérieure du barrage se rompit sur une longueur de 170 m et bascula vers l'aval. Cette fois également, la rupture fut soudaine et il n'y eut aucun signe d'alerte. Aucune fuite anormale ne fut enregistrée avant la rupture.

Le niveau plus élevé de la deuxième rupture (10 m plus haut) montre que la consolidation du pied aval avait stabilisé efficacement la partie inférieure de l'ouvrage.

Au moment de l'accident qui, d'après les témoins, se manifesta comme une explosion, le gardien du barrage était sur l'ouvrage, faisant son inspection journalière. Miraculeusement, il survécut en franchissant d'un bond la fissure qui s'ouvrait entre la partie rompue et la partie intacte du barrage.

L'examen de la surface de la brèche révéla que la maçonnerie était de bonne qualité.

The explanation put forward today for this dam failure is based on the effects of uplift pressure, something that was not understood at the time; indeed, the mechanism of uplift pressure was discovered some time later, precisely when Maurice Lévy analyzed the Bouzey failures. What is now classical calculation shows that, without uplift, the angle of incidence of the resultant force exerted on the foundation was 33° , which might have been acceptable, but that if uplift pressure penetrated an upstream crack (as it probably did, given that there was a 5 bar effective tensile stress), the angle raised to 45° . Under these circumstances there was every chance of the accident occurring, given that the foundation was poor-quality clayey sandstone.

With hindsight, what form of monitoring available to us today might have provided useful information on the development of the conditions that led to failure?

No anomalies were observed in the leakage rates which remained stable prior to the accident.

Displacements of the dam cannot have changed significantly up until the brittle failure, and in any case, given the rigid structural nature of a gravity dam, any displacements would have been too small to have been detected by means of geodetic surveying. Questions can even be asked about the interpretation of the most accurate pendulums, extensometers and clinometers available today.

The only measurements that might have been really useful are piezometric readings. It is certain that pore pressures in the masonry-and especially at the foundation level-must have risen gradually to the point where they caused failure. Even rudimentary piezometers would have detected the ingress of water under pressure along the interface between the dam masonry and the foundation rock.

2. SECOND FAILURE (1895)

Eleven years after the mass slide, the whole upper half of the dam broke off along a distance of 170 m and tipped downstream. This time too, the failure was sudden and gave no warning. There are no records of abnormal leakage beforehand.

The higher level of the second failure (10 m higher) shows that the dam-toe consolidation efficiently stabilized the lower part of the structure.

At the time of the accident, which is said to have been like an explosion, the dam warden was on the dam, performing his daily inspection. Miraculously, he survived by leaping across the crack between the broken and intact parts of the dam as it opened.

Examination of the crack surface revealed the masonry to be of good quality.

Malgré les apparences, le mécanisme en jeu dans le deuxième accident est le même que celui intervenu dans le premier. De nouveau, la sous-pression causa la rupture. Le niveau de la brèche était juste au-dessus du sommet du massif de butée du pied aval, niveau où les travaux de consolidation ne jouait plus aucun rôle. Au moment de la première rupture, la charge était très faible en ce point, bien inférieure aux contraintes qui avaient rendu critique la zone de fondation. En 1895, toutefois, le plan d'eau de la retenue était 2,65 m plus haut et ce fut un niveau plus élevé dans le barrage qui devint critique. Il est intéressant de noter que les forces étaient à peu près les mêmes au moment des deux ruptures, en termes d'angle d'incidence de la résultante des forces et de contrainte de traction sur le parement amont. La seconde rupture fut probablement de type fragile également, causée par la pénétration d'eau dans une fissure instable sur le parement amont. La condition d'Hoffman n'était pas satisfaite pour cette section transversale inadéquate, et toute fissure s'ouvrant pour quelque raison que ce soit était amenée à se propager très rapidement vers l'aval.

Les conclusions relatives à l'auscultation sont identiques à celles présentées à propos de la première rupture. De toute façon, il n'y a pas de dispositif de mesure capable de détecter des situations pour lesquelles la condition d'Hoffman n'est pas satisfaite, car l'accident est causé par une instabilité non précédée d'une augmentation sensible des déformations.

Aujourd'hui, les grands barrages-poids sont systématiquement auscultés au moyen de piézomètres, mais un grand nombre de petits barrages comme celui de Bouzey ne sont pas encore équipés de tels dispositifs. Il est vrai qu'avec les profils en travers adoptés aujourd'hui pour les barrages-poids, et avec une roche de fondation même de qualité modérée, il n'y a pas de risque d'apparition de désordres de ce type. Il est remarquable qu'aucune rupture de barrage-poids dans le monde n'a été signalée depuis 1950. Enfin, de l'aveu général, aucun barrage-poids rectiligne, avec le profil en travers inadéquat si caractéristique du barrage de Bouzey, n'est plus construit.

Despite appearances, the mechanism at play in the second accident is the same as that in the first. Again, uplift pressure caused failure. The level of the break was just above the top of the dam-toe consolidation, where the remedial works no longer played any role. At the time of the first failure, loading had been very low at this point, far lower than the stresses which made the foundation the critical point. In 1895, however, the reservoir was 2.65 m higher, and it was the higher level in the dam that became critical. It is interesting to note that the forces at both levels were roughly the same at the time of the failures, in terms of both the angle of incidence of the resultant forces and the tensile stress on the upstream side. The second failure was probably of the brittle type too, caused by water entering an unstable crack on the upstream side. Hoffman's condition was not satisfied for this inadequate cross-section, and any crack that opened for any reason was bound to propagate downstream very rapidly.

The conclusions on instrumentation are the same here as those presented for the first failure. In any event, there is no means of measurement capable of detecting situations at which Hoffman's condition is not satisfied, for the accident is caused by instability preceded by no appreciable increase in deformation.

These days, large gravity dams are systematically monitored by piezometers, but large numbers of small dams like Bouzey are still not instrumented. It is true that with the gravity-dam cross-sections used these days, and with a rock foundation of even only moderate quality, there is no risk of disorders of this type occurring. It is remarkable that there has been no recorded gravity-dam failure anywhere in the world since 1950. Admittedly, straight gravity dams with the inadequate cross-section so characteristic of Bouzey dam are no longer built either.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : Décembre 2000
N° 20110
ISSN 0534-8293



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France
Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71
<http://www.icold-cigb.org/>

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne  *Computerized Archives on line*

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



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