

NEW CONSTRUCTION METHODS

STATE OF THE ART

NOUVELLES MÉTHODES

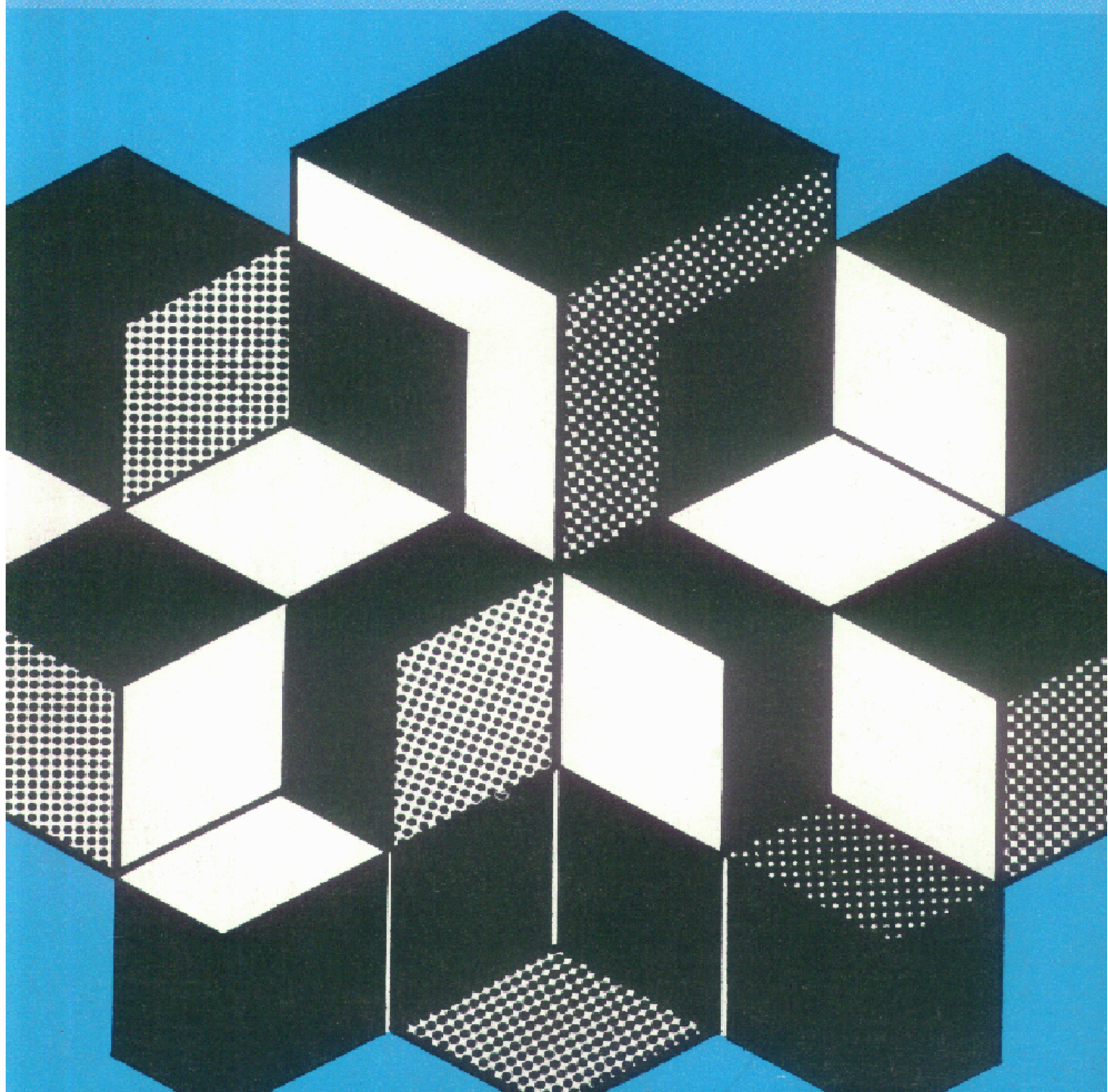
DE CONSTRUCTION — APERÇU GÉNÉRAL



CIGB
ICOLD

BULLETIN 63

1988



Rapport préparé par T. Yamamura (Japon)
pour le Comité de la Technologie de Construction des Barrages.
Traduction française par Y. Le May et R. Chadwick.

*Report prepared by T. Yamamura (Japan)
for the Committee on Technology of Dam Construction.
French translation by Y. Le May and R. Chadwick.*

NEW CONSTRUCTION METHODS
STATE OF THE ART

NOUVELLES MÉTHODES
DE CONSTRUCTION – APERÇU GÉNÉRAL



BULLETIN 63
1988

Commission Internationale des Grands Barrages
151, bd Haussmann, 75008 Paris - Tél. : 47 64 67 33 - Téléx : 641320 F (ICOLD)

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

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

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

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

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

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

NOTICE – DISCLAIMER :

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

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

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

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

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

SOMMAIRE

PRÉFACE

1. AVANT-PROPOS
2. NOUVELLES TECHNIQUES POUR BARRAGES EN BÉTON
3. NOUVELLES TECHNIQUES POUR BARRAGES EN REMBLAI
4. AUTRES TECHNIQUES COMMUNES AUX DEUX TYPES DE BARRAGES
5. RÉFÉRENCES

CONTENTS

PREFACE

1. FOREWORD
2. NEW TECHNIQUES FOR CONCRETE DAMS
3. NEW TECHNIQUES FOR FILL DAMS
4. OTHER TECHNIQUES FOR BOTH TYPES OF DAMS
5. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE	9
1. AVANT-PROPOS	10
2. BARRAGES EN BÉTON	12
2.1. Données générales sur la construction rapide et économique des barrages	12
2.2. Conception du béton compacté au rouleau	14
2.2.1. Matériaux et dosages	16
2.2.2. Malaxage	16
2.2.3. Transport	16
2.2.4. Mise en place	18
2.2.5. Compactage	18
2.2.6. Joints de reprise horizontaux	18
2.2.7. Joints de retrait verticaux	20
2.2.8. Cure et protection	20
2.2.9. Parements amont et aval	20
2.3. Exemples	22
2.3.1. Barrage Shimajigawa (Japon).....	22
2.3.2. Barrage Willow Creek (USA)	26
2.3.3. Barrage Tamagawa (Japon)	36
2.3.4. Barrage Copperfield (Australie)	38
2.3.5. Barrage de Upper Stillwater (USA)	42
2.3.6. Barrage de Kengkou (Chine)	54
2.4. Remarques complémentaires	58
3. BARRAGES EN REMBLAI	68
3.1. Généralités	68
3.2. Application des appareils électroniques	70
3.2.1. Dispatching du matériel lourd de transport au moyen d'un dispositif électronique	70
3.2.2. Utilisation de l'ordinateur pour les mesures	72
3.3. Barrages à masque amont en béton de ciment	74
3.3.1. Généralités	74
3.3.2. Améliorations des méthodes récentes de construction	76
3.4. Barrages à masque amont en béton bitumineux	80
3.4.1. Généralités	80
3.4.2. Barrage Numappara (Japon)	80
3.4.3. Remarques complémentaires	82
3.5. Barrages en remblai avec écran interne en béton bitumineux	88
3.6. Barrages en remblai avec écran interne en sol-ciment	96
3.7. Barrages en remblai avec d'autres types d'organes d'étanchéité	100
3.7.1. Généralités	100

TABLE OF CONTENTS

PREFACE	9
1. FOREWORD	11
2. CONCRETE DAMS	13
2.1. Outline of Rapid Economical Construction of Dams	13
2.2. Design Concept of Roller Compacted Concrete	15
2.2.1. Materials and Mixes	17
2.2.2. Mixing	17
2.2.3. Transportation	17
2.2.4. Placing	19
2.2.5. Compaction	19
2.2.6. Horizontal Construction Joints	19
2.2.7. Vertical Contraction Joints	21
2.2.8. Curing and Protection	21
2.2.9. Upstream and Downstream Surface	21
2.3. Examples	23
2.3.1. Shimajigawa Dam	23
2.3.2. Willow Creek Dam	27
2.3.3. Tamagawa Dam	37
2.3.4. Copperfield Dam	39
2.3.5. Upper Stillwater Dam	43
2.3.6. Kengkou Dam	55
2.4. Additional Remarks	59
3. FILL DAMS	69
3.1. General	69
3.2. Application of Electronic Instruments	71
3.2.1. Electronic Control in Dispatching Heavy Hauling Equipment	71
3.2.2. Field Measurement and Office Works by Electronic Computer	73
3.3. Concrete Faced Dams	75
3.3.1. General	75
3.3.2. Improvements in Recent Construction Methods	77
3.4. Asphaltic Concrete Faced Dams	81
3.4.1. General	81
3.4.2. Numappara Dam	81
3.4.3. Additional Remarks	83
3.5. Fill Dams with Asphaltic Concrete Central Diaphragm	89
3.6. Fill Dams with a Diaphragm Wall of Soil Cement Mixture	97
3.7. Fill Dams with Other Impervious Elements	101
3.7.1. General	101

3.7.2. Barrages en remblai avec masque amont mince	100
3.7.3. Barrages en remblai avec écran d'étanchéité interne	106
3.8. Autres types de barrages en remblai	110
3.8.1. Barrage en remblai avec écran interne d'étanchéité constitué par injection, sans canal de dérivation provisoire	110
3.8.2. Barrages en terre armée	114
3.8.3. Barrages en remblai avec section centrale déversante (type Zhaogushe - République Populaire de Chine)	114
3.8.4. Utilisation de géotextiles	124
3.8.5. Béton projeté sur le parement amont d'un barrage en terre et enrochement pour constituer une protection anti-vague	126
3.8.6. Barrages en terre et en enrochement avec noyau d'argile humide	134
3.8.7. Méthode du sautage contrôlé	136
a) Barrage Medeo	140
b) Barrage Baipaza	140
c) Le barrage expérimental sur la rivière Bourlykia	140
d) Barrages Nanshui et Shibianyu	146
4. AUTRES TECHNIQUES COMMUNES AUX DEUX TYPES DE BARRAGES	152
4.1. Coupure en fondation au moyen d'une paroi moulée continue	152
4.1.1. Barrage du Verney (France)	154
4.1.2. Barrage Aseishi-gawa (Japon)	154
4.2. Utilisation de radio-isotopes pour le contrôle de qualité de la construction des barrages en remblai	154
4.3. Contrôle des injections par ordinateur	158
4.3.1. Installation d'injection entièrement automatique au barrage Ouchi ..	160
4.3.2. Utilisation de l'ordinateur pour l'établissement du rapport journalier et l'analyse des travaux d'injection au barrage Kawaji	160
5. RÉFÉRENCES	172

3.7.2. Fill Dams with Thin Facings	101
3.7.3. Fill Dams with Central Diaphragms	107
3.8. Other Types of Fill Dams	111
3.8.1. A Fill Dam with a Central Diaphragm Constructed by Grouting without Diversion Canal	111
3.8.2. Fill Dams Constructed by Reinforced Earth Method	115
3.8.3. Fill Dams with Central Overflow Sections (Zhaogushe Type)	125
3.8.4. Use of Geotextiles	125
3.8.5. Pneumatically Applied Concrete on the Upstream Face of an Earth and Rockfill Dam to Act as Wave Protection	127
3.8.6. Earth and Rockfill Dams with Wet Cores	135
3.8.7. Controlled Blasting Method	137
a) Medeo Dam	141
b) Baipaza Dam	141
c) The Experimental Dam on the Bourlykia River	141
d) Nanshui Dam and Shibianyu Dam	147
4. OTHER TECHNIQUES FOR BOTH TYPES OF DAMS	153
4.1. Seepage Cut-off by Continuous Underground Diaphragm Wall	153
4.1.1. Verney Dam	155
4.1.2. Aseishi-gawa Dam	155
4.2. Utilization of Radio-isotopes in Quality Control of Fill Dam Construction	155
4.3. Control of Grouting by Electronic Computer	159
4.3.1. Fully Automatic Grouting Plant at Ouchi Dam	161
4.3.2. Computerization of Daily Report Processing and Injection Analysis at Kawaji Dam	161
5. REFERENCES	173

FIGURES

Fig. 1, 2 Barrage de Shimajigawa (Japon)	28-29	<i>Shimajigawa Dam (Japan)</i>
Fig. 3, 4 Barrage de Willow Creek (États-Unis)	31-33-34-35	<i>Willow Creek Dam (USA)</i>
Fig. 5, 6 Barrage de Tamagawa (Japon)	40-41	<i>Tamagawa Dam (Japan)</i>
Fig. 7, 8 Barrage de Copperfield (Australie)	44-45-47	<i>Copperfield Dam (Australia)</i>
Fig. 9, 10 Barrage de Upper Stillwater (États-Unis)	50-51-52-53	<i>Upper Stillwater Dam (USA)</i>
Fig. 11, 12 Barrage de Kengkou (Chine)	60-61	<i>Kengkou Dam (China)</i>
Fig. 13 Barrage de Batang Ai (Malaisie)	78-79	<i>Batang Ai Dam (Malaysia)</i>
Fig. 14.1/2/3 Barrage de Numappara (Japon)	84-85	<i>Numappara Dam (Japan)</i>
Fig. 15 Barrage de Pla-de-Soulcem (France)	86-87	<i>Pla-de-Soulcem (France)</i>
Fig. 16, 17 Barrage de Finstertal (Autriche)	94-95	<i>Finstertal Dam (Austria)</i>
Fig. 18 Barrage de Frauenau (RFA)	98-99	<i>Frauenau Dam (FRG)</i>
Fig. 19 Barrage de Codole (France)	102-103	<i>Codole Dam (France)</i>
Fig. 20 Barrage d'Atbashi (URSS)	108	<i>Atbashi Dam (USSR)</i>
Fig. 21 Barrage de Serebryanskaya-2 (URSS)	109	<i>Serebryanskaya-2 Sand Gravel Embankment Dam (USSR)</i>
Fig. 22, 23 Barrage de Seaham (Australie)	112-113	<i>Seaham Weir (Australia)</i>
Fig. 24 Barrage du Vallon des Bimes (France)	116-117	<i>Vallon des Bimes Dam (France)</i>
Fig. 25 Digue en terre armée de l'Estelle (projet) (France)	118	<i>Design for Estelle Reinforced Earth Overflow Dam (France)</i>
Fig. 26 Barrage déversant, en terre et en enrochement, type Zhaogushe (Chine)	119	<i>Zhaogushe Type Overflow Earth-Rockfill Dam (China)</i>
Fig. 27 Barrage du Puy Terrier (France) - Géotextile	128	<i>Puy Terrier Dam (France) - Geotextile</i>
Fig. 28 Barrage de Hans Strijdom (Afrique du Sud)	129	<i>Hans Strijdom Dam (South Africa)</i>
Fig. 29 Barrage de Blue Rock (Australie) - Protection anti-vague par béton projeté.	132-133	<i>Blue Rock Dam (Australia) - PAC Wave Protection</i>
Fig. 30 Barrage de Monasavu (Fidji)	138-139	<i>Monasavu Dam (Fiji)</i>
Fig. 31 Barrage de Medeo (URSS)	142-143	<i>Medeo Dam (USSR)</i>
Fig. 32, 33, 34 Matériaux au barrage de Bour Lykiya (URSS)	144-145	<i>Materials at Bour Lykiya River Dam (USSR)</i>
Fig. 35, 36 Barrage en enrochement de Nanshui (Chine), construit par sautage orienté	150-151	<i>Nanshui Rockfill Dam Constructed by Directional Blasting (China)</i>
Fig. 37 Barrage de Aseishi-gawa (Japon) - Paroi moulée de fondation	157	<i>Aseichi-gawa Dam (Japan) - Underground Diaphragm Wall</i>
Fig. 38, 39, 40 Barrage de Kawaji (Japon) - Opérations sur ordinateur	164-165 166-167 168-169 170-171	<i>Kawaji Dam (Japan) - Computer Operations</i>

FIGURES

PRÉFACE

Lors de la réunion de 1982 à Rio, le Comité de la Technologie de Construction des Barrages a chargé le Comité Japonais de l'étude et de la rédaction d'un rapport sur la question : Nouvelles Méthodes de Construction.

Le Comité Japonais a préparé ce rapport en fonction des informations fournies sur demande par divers Comités Nationaux, ou contenues dans des publications telles que les Comptes Rendus de Congrès de la CIGB.

Ce rapport, sous forme de projet, fut diffusé par le Bureau Central en 1986 et approuvé par la Réunion Exécutive de Beijing, en 1987.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie les Comités Nationaux qui ont répondu aux enquêtes, et tous ceux qui ont donné des informations par leurs réponses aux questionnaires ou par tout autre moyen.

T. YAMAMURA
JANCOLD

PREFACE

At the 1982 Meeting in Rio de Janeiro, the Committee on Technology of Dam Construction entrusted JANCOLD to study and prepare a report on « New Construction Methods ».

This has been prepared on the basis of data provided by many National Committees in response to requests, and extracts from published reports such as the ICOLD Congress Transactions.

The draft report was circulated by ICOLD Central Office in 1986, and approved at the Executive Meeting in Beijing in 1987.

ACKNOWLEDGEMENTS

The contributions of all National Committees who responded to enquiries, and the assistance of those who provided information either by answers to questionnaires or through other contacts, are gratefully acknowledged.

T. YAMAMURA
JANCOLD

1. AVANT-PROPOS

L'objectif du présent rapport n'est pas de passer en revue toutes les « Nouvelles Méthodes de Construction », mais de sélectionner des techniques de construction pouvant rentrer dans la catégorie des nouvelles méthodes de construction, en se basant sur des cas réels, afin d'étudier les points essentiels de ces techniques.

Au cours des récentes années, les progrès technologiques ont été plus rapides et variés, mais on peut admettre que l'influence de la technologie moderne, dans le domaine de la construction des barrages, réside dans une utilisation rationnelle des divers types de nouveau matériel de construction, ordinateurs, matériaux synthétiques, etc.

On peut dire qu'au cours des récentes décennies l'évolution des études et de la technologie de construction des barrages résulte plus des observations *in situ* pendant la construction et de l'évaluation permanente du comportement des ouvrages pendant et après la construction, que des études théoriques. Ceci s'applique davantage aux barrages en remblai après que la méthode de compactage par couches, utilisant un matériel de construction puissant, devint une pratique courante et que, dès lors, les grands barrages en remblai, spécialement ceux comportant un masque amont en béton, ont été construits en grand nombre.

Encouragée par les remarquables progrès réalisés dans la construction des barrages en remblai, l'application de matériel puissant et d'utilisation souple, déjà d'usage courant dans la construction des barrages de ce type, a été intensément étudiée, au cours de ces quinze dernières années, pour la construction des barrages en béton.

Cela a conduit à la technologie du béton compacté au rouleau, qui est encore sujette à des améliorations et développements constants. Des exemples d'étude de dosage, de pratique de compactage, etc., sont donnés en détail.

Le sommaire du rapport est le suivant :

1. Avant-propos.
2. Nouvelles techniques pour barrages en béton.
3. Nouvelles techniques pour barrages en remblai.
4. Autres techniques communes aux deux types de barrages.
5. Références.

Au début de chaque chapitre, les orientations techniques qui ont guidé le développement des technologies sont brièvement décrites.

Lors de la réunion du « Comité de la Technologie de Construction des Barrages », tenue à Rio de Janeiro, en mai 1982, il fut convenu de traiter des technologies mises en œuvre dans la construction des barrages au cours de la dernière décennie.

1. FOREWORD

The objective of this report is not to carry out a general review of all “ New Construction Methods ”, but to select construction techniques which could be included in the category of new construction methods and to study the essential points of these techniques based on actual cases.

In recent years the progress of technology has become more rapid and diverse, but, in simplest terms, it can be recognized that the influence of modern technology in dam construction lies in the rationalization of the use of new construction equipment, computers, synthetic materials, etc.

It might be said that dam design and construction technology during the past few decades have evolved more as a result of field observation during construction and continuous performance evaluation during and after construction, rather than by theoretical studies. This is more applicable to fill dams after the layered compaction method using powerful construction equipment came into general practice. Since then large fill dams, especially of the concrete faced variety, have been constructed in increasing numbers.

Stimulated by the remarkable progress achieved in fill dam construction, the application of powerful and versatile equipment, already in common use for fill dam construction, has been intensively studied for concrete dam construction over the past fifteen years.

This resulted in a technology of roller compacted concrete for dams which is still undergoing steady improvement and development. Actual examples of mix design, compaction practice, etc., are given in detail.

The contents of this report are classified as follows :

1. Foreword.
2. New techniques for concrete dams.
3. New techniques for fill dams.
4. Other techniques for both types of dams.
5. References.

At the beginning of each chapter the technical trends along which the technologies have been developed, are briefly described.

At the meeting of the Committee on Technology of Dam Construction held in Rio de Janeiro in May 1982, it was agreed to discuss the technologies which have been put into practice in dam construction during the last decade.

2. BARRAGES EN BÉTON

2.1. DONNÉES GÉNÉRALES SUR LA CONSTRUCTION RAPIDE ET ÉCONOMIQUE DES BARRAGES

On peut dire que jusqu'à ces derniers temps les principales techniques de construction des barrages en béton n'ont pas changé depuis l'achèvement, couronné de succès, du barrage Hoover aux États-Unis, en 1936, où une étude complète des travaux de construction fut réalisée pour la première fois; même actuellement, de nombreuses techniques de construction suivent presque identiquement les méthodes mises au point à cette époque. D'autre part, pour les barrages en remblai, les techniques de construction ont progressé avec le développement d'engins et de matériel de chantier lourds et d'utilisation souple, et les barrages en remblai ont acquis la réputation d'ouvrages sûrs et économiques. Aujourd'hui, plus de la moitié des barrages dans le monde sont en remblai. Mais, les barrages en béton présentent aussi de nombreux avantages; par exemple, des évacuateurs de crue de grande capacité peuvent être économiquement implantés dans le corps du barrage et présentent une grande sécurité au déversement par-dessus le barrage pendant et après la construction. Ainsi, il est tout à fait logique que des engins et du matériel lourds, d'usage courant dans la construction des barrages en remblai, soient utilisés pour la construction rapide et économique des barrages en béton. Cette pratique est de plus en plus largement acceptée.

Les études faites tout au long de l'évolution susmentionnée débutèrent dans les années 1960. Le premier essai eut lieu au barrage Alpe Gera, en Italie, achevé en 1965. Sur ce barrage, le béton était transporté par camions à benne basculante, étalé au bulldozer et compacté par des pervibrateurs internes. Les joints verticaux transversaux étaient réalisés par une machine coupante. En 1970 et 1972, l'ASCE a tenu deux conférences : « Construction rapide des barrages en béton » et « Construction économique des barrages en béton »; au cours de ces conférences, une nouvelle méthode de compactage au rouleau du béton maigre fut discutée. Aux barrages Tim Ford et Lost Creek (USA), des digues d'essai en béton compacté au rouleau furent exécutées.

En ce qui concerne les termes appliqués au béton compacté au rouleau, on trouve dans divers articles plusieurs abréviations, par exemple : RCC (Roller Compacted Concrete) ou BCR (Béton Compacté au Rouleau), Rollcrete (Béton roulé), RCD (Rolled Concrete Dam, Barrage en Béton Compacté au Rouleau). Mais, on ne voit pas clairement si ces abréviations s'appliquent au béton proprement dit ou à la méthode. Cependant, on notera que le terme « RCD », qui est couramment utilisé au Japon, sous-entend non seulement le matériau « béton » mais aussi le procédé de construction du barrage en béton compacté au rouleau.

La première application, à grande échelle, du béton compacté au rouleau à la construction des barrages, bien que ne concernant pas le corps du barrage, fut réalisée à Tarbela (Pakistan), en 1975. Pendant les années 1975 et 1977-1982, plus de 2 000 000 m³ de BCR furent mis en place en étiage, aux fins de réparation et de travaux complémentaires. La première application à la construction d'un ouvrage

2. CONCRETE DAMS

2.1. OUTLINE OF RAPID ECONOMICAL CONSTRUCTION OF DAMS

It could be said that until recently most of the main techniques of concrete dam construction remained unchanged since the successful completion of the Hoover Dam in USA in 1936 where a comprehensive approach to construction was first used. Even at present many construction techniques follow almost identically the methods developed at that time. In fill dam construction, on the other hand, construction techniques have progressed remarkably in line with the development of heavy and versatile construction vehicles and equipment, and fill dams have gained a reputation for safe and economical construction. Nowadays more than half of all dams in the world have been constructed with fill, rather than with concrete. But concrete dams have also many advantages; for instance, large capacity spillways can be economically constructed directly on the dam-body and strong resistance to damage from overtopping of the dam-body both during and after construction is attainable. Thus, it is quite logical that the utilization of heavy vehicles and equipment, in common use for fill dam construction, should be used for rapid and economical construction of concrete dams. This practice is now gradually gaining wider acceptance.

Studies along the above-mentioned line began in the 1960's. The first attempt was made at the Alpe Gera Dam in Italy, completed in 1965. At this dam concrete was transported by dump truck, spread by bulldozer and compacted by internal vibrator. Vertical transverse joints were provided by a joint cutter. In 1970 and 1972, the ASCE held two conferences : " Rapid Construction of Concrete Dams " and " Economical Construction of Concrete Dams ", where a new method of compacting lean concrete by roller was discussed. And at Tims Ford Dam (USA) and Lost Creek Dam (USA), trial test fills of roller compacted concrete were conducted.

Several abbreviations appear in various articles concerning the terms of roller compacted concrete, e.g. RCC, Rollcrete and RCD.

It is not clear however, whether these abbreviations apply to the concrete material itself or to the process. It should be noted that the term " RCD ", which is commonly used in Japan, implies not only concrete material itself but also the systematic process of roller compacted concrete dam construction.

The first large scale application of roller compacted concrete for dam construction, although not for the dam-body itself, was at Tarbela in Pakistan, 1975. In the year 1975 and the period between 1977 and 1982, over 2 000 000 m³ of roller compacted concrete was placed during low water seasons for repairs and additional works. Also the first application other than dam construction was for Bellefonte

autre qu'un barrage eut lieu à la centrale nucléaire Bellefonte (USA) en 1976. La première application complète de cette méthode à la construction du corps d'un barrage fut réalisée au Japon, en 1980, au barrage Shimajigawa où 317 000 m³ de béton furent mis en place et compactés. Immédiatement après ce barrage, les barrages Ohkawa et Shin-Nakano furent construits suivant la même méthode. Actuellement, au Japon, la méthode RCD a été retenue pour le barrage Tamagawa et plusieurs autres barrages, soit en cours de construction, soit au stade de projet.

Dans la méthode RCD utilisée au Japon, les mêmes critères de projet que ceux appliqués aux barrages en béton classique sont observés, mais, même ainsi, une construction rapide et économique est obtenue. Cependant, au barrage Willow Creek (USA), terminé en 1983, le corps de l'ouvrage fut construit en béton maigre, de très faible dosage en ciment, compacté par des rouleaux vibrants, cette conception se rapprochant beaucoup de celle du remblai en sol-ciment où le ciment est le liant.

Récemment, dans divers pays, de nombreux barrages ont été conçus suivant la méthode du béton compacté au rouleau, et l'application de cette technique à de grands ouvrages de divers types est également étudiée. Cependant, on doit reconnaître que la méthode du béton compacté au rouleau nécessite une exécution très soignée, plus exigeante que dans le cas de la mise en place du béton classique. Étant donné que cette méthode a été récemment mise en œuvre et que de nombreuses améliorations et mises au point restent à faire, l'échange d'informations et d'expériences sera d'une grande utilité.

Deux manuels sur le béton compacté au rouleau ont été publiés, l'un par l'ACI (USA) : « Béton Compacté au Rouleau », l'autre par le Ministère Japonais de la Construction : « Guide Technique concernant la Méthode de Construction RCD ».

2.2. CONCEPTION DU BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU

Le trait saillant de la méthode du béton compacté au rouleau est l'utilisation habile de matériel courant, souple, tel que camions à benne basculante, rouleaux vibrants. Pour supporter un tel matériel lourd, le béton frais doit présenter un affaissement (slump) presque nul, mais cependant être facile à compacter jusqu'à un état très consistant. Une construction rapide et économique du barrage en béton peut alors être réalisée.

Cependant, une conception universellement acceptée n'a pas encore été obtenue pour le béton compacté au rouleau — cette conception est différente d'un pays à l'autre, ou même d'un emplacement à l'autre. Par exemple, au Japon, des études approfondies ont porté sur le dosage des constituants, de façon que les mêmes résistance, étanchéité et pérennité que celles du béton classique puissent être atteintes; mais, dans le cas du barrage Willow Creek (USA), le dosage des constituants provenait de la technique des remblais en sol-ciment. Ainsi, l'existence de différences dans les conceptions laisse beaucoup de place pour d'autres études et développements dans ce domaine.

Dans le rapport, les exemples du barrage Shimajigawa, où le dosage en ciment était de 120 kg/m³, et du barrage Willow Creek, où le dosage en ciment n'était que de 66 kg/m³, et aussi du barrage Tamagawa actuellement en construction avec une dimension maximale de granulats de 150 mm, sont expliqués, ainsi que la méthode de construction utilisée dans chaque cas. Les particularités marquantes du barrage Copperfield, achevé il y a seulement dix mois, sont également décrites. La des-

Nuclear Plant (USA) in 1976. The first complete application of this method for dam-body construction was achieved in 1980 in Japan at Shimajigawa Dam where 317 000 m³ of concrete were placed and compacted. Immediately after this dam, the Ohkawa and Shin-Nakano Dams were constructed by the same method. At present the Tamagawa and several other dams in Japan are either under construction or in the planning stage, all based on the RCD method.

In applying RCD in Japan, almost the same design criteria as applied to conventional concrete dams are observed, but even so, rapid and economical construction is achieved. However, at Willow Creek Dam (USA) completed in 1983, the dam-body was built by compacting lean concrete with a very small cement content using vibratory rollers. This concept is very similar to that for soil cement embankments where cement is the binding material.

Recently, in various countries, many dams have been planned as roller compacted concrete dams, and the application of this technique to different kinds of large structures is also being studied. However, it should be recognized that the roller compacted concrete method needs careful attention in its execution, more demanding than in the case of conventional concrete placing. Due to its comparatively recent development there still remain many improvements and refinements to be studied, and the exchange of information and experience will be of great mutual benefit.

Two manuals for roller compacted concrete have been published, one by the ACI in USA entitled " Roller Compacted Concrete ", and the second, in Japan by the Ministry of Construction entitled " Technical Guide to RCD Construction Method ".

2.2. DESIGN CONCEPT OF ROLLER COMPACTED CONCRETE

The prominent feature of the roller compacted concrete method is the efficient use of versatile standard equipment such as dump trucks and vibratory rollers. To support such heavy equipment the fresh concrete must have almost no slump, yet be readily compacted to a very firm and unyielding condition. Rapid and economical construction of the concrete dam can then be achieved.

However, universally accepted concepts for roller compacted concrete have not yet been agreed on — they differ from country to country or even from one location to another. For example, in Japan elaborate studies have been made on the design of the mix proportions so that almost the same strength, watertightness and durability as conventional concrete can be obtained, but in the case of Willow Creek Dam (USA) the mix proportions made maximum use of material in the aggregate source to allow a low cement content. Thus, it can be envisaged that the existence of differences in design concepts leaves much room for further study and development in this field.

In this report the examples of Shimajigawa Dam, where the cement content was 120 kg/m³, Willow Creek Dam where the cement content was only 66 kg/m³, and also the Tamagawa Dam which is now under construction with a maximum aggregate size of 150 mm, are described, together with the construction practice used in each case. Also the prominent features of the Copperfield Dam, completed within only ten months, are described. A description of the Upper Stillwater Dam now

cription du barrage de Upper Stillwater constitue un exemple de dosage en béton élevé destiné à assurer l'adhérence entre les levées de BCR. Le barrage de Kengkou, dont le béton contient une forte proportion de cendres volantes, et dont l'étanchéité est assurée par une membrane verticale en mortier bitumineux, est également présenté.

2.2.1. Matériaux et dosages

La maniabilité exigée pour le béton destiné à être compacté au rouleau est différente de celle du béton classique. Le béton frais doit être suffisamment sec pour que le matériel lourd puisse se déplacer, sans difficultés, sur ce béton immédiatement après sa mise en place, mais le béton doit avoir une maniabilité suffisante de façon que la pâte de ciment puisse remplir les vides entre granulats et que le béton puisse être parfaitement compacté. En général, la maniabilité est contrôlée en mesurant le temps que met la pâte de ciment pour venir à la surface dans l'essai Vebe sur table vibrante. Dans la détermination de la dimension maximale des gros granulats, la ségrégation pendant le déchargement et le déversement, ainsi que l'épaisseur des levées de béton, sont des facteurs importants. La ségrégation peut être beaucoup réduite si l'épaisseur de la levée à compacter est divisée en deux ou trois couches. La quantité minimale de ciment, y compris les cendres volantes, par unité de volume de béton est déterminée à partir de la résistance, de l'étanchéité, de la pérennité exigées pour l'ouvrage. Des exemples de dosages pour du béton compacté au rouleau vibrant sont donnés dans les Tableaux 1, 2 et 3. Les éléments fins, tels que les cendres volantes, amélioreront la maniabilité du béton et le remplissage des vides entre granulats. Une bonne qualité des pouzzolanes, tels que les cendres volantes, améliorera la résistance à long terme, et l'incorporation de cendres volantes dans le liant peut également conduire à des économies.

Au barrage de Upper Stillwater (USA), en construction, le dosage en cendres volantes est nettement plus élevé que dans les autres ouvrages en BCR, dans le but, notamment, de réduire les effets thermiques, tout en conférant la résistance voulue.

2.2.2. Malaxage

Les variations dans la qualité du béton doivent être réduites au minimum. Tout particulièrement pour le béton compacté au rouleau, le malaxage du béton en vue d'obtenir une qualité constante requiert beaucoup de soin, du fait que les teneurs en eau et en ciment sont très petites. A cet effet, une bétonnière est généralement utilisée. Les deux types « bétonnière basculante » et « bétonnière à commande forcée » sont utilisables.

La production en continu est préférée pour les ouvrages importants compte tenu de la productivité et des économies ainsi réalisées. Elle est valorisée par l'emploi de tapis pour le transport du béton.

2.2.3. Transport

Pour le choix du mode de transport du béton frais, on préfère un moyen rapide et sans secousse pour éviter la ségrégation.

Au Japon, on utilise généralement des bennes transportées par grue ou par plan incliné, ou des camions à benne basculante. Ailleurs, on préfère souvent le tapis

under construction is incorporated as an example of a paste rich concrete mix to provide bond between each lift of RCC. Kengkou Dam, where high fly ash content concrete was used and a vertical asphalt mortar membrane provided on the upstream face for seepage prevention, is also described.

2.2.1. Materials and Mixes

The workability required of concrete to be compacted by roller is different from that of conventional concrete. Fresh concrete must be dry enough for the heavy equipment to move on it without difficulty soon after it is placed, but the concrete must have sufficient workability so that the cement paste can fill the voids in the aggregates and the fresh concrete can be thoroughly compacted. In general, workability is controlled by measuring the time for cement paste to come to the surface in a Vebe test on the vibrating table. In determining the maximum size of coarse aggregate, segregation during discharging and dumping and the thickness of the concrete lift are important factors. Segregation can be greatly reduced if the thickness of the lift to be compacted at one time is divided into two or three layers. The minimum amount of cement, including fly ash per unit volume of concrete, is determined from the required strength, watertightness and durability of the structure. Examples of the mix proportions of concrete compacted by vibratory rollers are shown in Tables 1, 2 and 3. Fine particles such as fly ash are effective in improving the workability of concrete and filling the voids between the aggregates. A good quality pozzolan such as fly ash, will increase the long term strength under proper conditions, and also there are economic benefits that can be realized with the use of fly ash as part of the cementitious material.

At the Upper Stillwater Dam, USA, currently under construction, the use of fly ash is in significantly higher proportions than other RCC structures, influenced by thermal heat generation characteristics, in addition to strength requirements.

2.2.2. Mixing

Variations in concrete quality should be minimized. Especially in roller compacted concrete, great care should be taken in mixing the concrete to obtain uniformity, because both the unit water content and the unit cement content are very small. For this purpose a batching mixer is generally used, because it has very good weight measurement accuracy when well operated. Both tilting type and forced type mixers are available.

Continuous mixing is used particularly in large projects because of its high production rate and low cost. It is especially beneficial when associated with an adequate belt conveyor system for concrete transportation.

2.2.3. Transportation

A suitable method of transportation should be selected so that concrete can be quickly and smoothly transported without segregation.

In Japan concrete is usually transported in buckets using crane or incline, or by dump truck. In other countries a belt conveyor system is often used because of

transporteur, en raison de sa productivité plus élevée, notamment en l'associant à une centrale de béton en continu.

Dans le cas des camions à benne basculante, il faut prévoir l'accès au corps du barrage et le nettoyage des roues par jet d'eau ou le passage dans un bain d'eau propre, afin d'éviter la pollution du matériau déjà mis en place.

Lors du choix du moyen de transport de béton, il convient de tenir compte de tous les autres facteurs qui interviennent, tels que : conditions topographiques du site, transport éventuel de matériels noyés dans le béton (vannes, buses, canalisations...) ou des coffrages de parement et les équipements divers à amener sur place.

2.2.4. Mise en place

L'épaisseur d'une levée doit être limitée à la profondeur à laquelle le béton mis en place peut être parfaitement compacté par rouleau vibrant. En général, l'épaisseur d'une levée peut être classée en deux catégories : une levée de béton de 20 à 30 cm d'épaisseur en une seule couche, ou une levée de béton de 50 à 75 cm d'épaisseur en 3 ou 4 couches. Au Japon, l'expérience a montré que le béton pouvait être suffisamment compacté sans ségrégation même lorsque la levée était de 50 à 70 cm d'épaisseur. Le bulldozer et la niveleuse sont ordinairement utilisés pour étaler le béton après déchargement.

2.2.5. Compactage

Le béton est compacté par rouleau vibrant. De préférence, le rouleau sera du type « automoteur » et non du type « remorque ». Dans le choix d'un rouleau vibrant, des facteurs tels que la fréquence, l'amplitude, la force de vibration et la vitesse de déplacement doivent être pris en considération avec beaucoup d'attention. En vue de vérifier si un compactage suffisant est obtenu, la mesure de la densité du béton après compactage est importante. Une méthode pratique et excellente consiste à mesurer et à comparer l'épaisseur d'une levée avant et après compactage.

Aux États-Unis, l'appareil devenu traditionnel pour la mesure de la densité du béton frais est le densimètre nucléaire (à radio-isotope). Dans cette méthode, la connaissance précise du dosage des différents ingrédients du BCR est essentielle. Les valeurs de densité mesurées sont comparées à celles d'un bloc-étalon de BCR compacté.

2.2.6. Joints de reprise horizontaux

La surface de chaque levée doit être maintenue propre et humide durant son exposition à l'air. La surface de béton durci subira un traitement avant d'être recouverte par la levée suivante, afin d'enlever la laitance et tout mauvais béton sur sa surface. Ce travail est simplifié par la nature même du béton maigre. Il est très important d'assurer une liaison étanche entre chaque levée, sur le joint de reprise horizontal, afin que l'ouvrage se comporte comme un monolithe. Du fait qu'un béton maigre est utilisé et que la teneur en ciment est trop faible pour assurer une liaison suffisante entre les levées, un moyen efficace est d'épandre du mortier ou du béton riche immédiatement avant la mise en place de la levée suivante, mais il en résulte une augmentation du prix et de la durée des travaux.

its higher productivity, especially when used together with continuous mixing equipment.

Dump trucks are also used for transportation. In this case an approach to the dam is necessary and the wheels of the trucks must be cleaned of contaminating dust before going on the dam by such means, for instance, as water jetting and passing through a shallow water pool.

In selecting these methods for concrete transportation, comprehensive consideration should be taken also from such points of view as topographical conditions of the dam site, needs for transportation of gates/pipes to be embedded in the dam, forms for face concrete and other miscellaneous materials.

2.2.4. Placing

The thickness of one lift of concrete must be limited to the depth in which the concrete placed can be thoroughly compacted by vibratory roller. In general the thickness of one lift can be classified into two categories; a thin lift of 20 cm to 30 cm thick concrete in 1 layer only, or a 50 cm to 75 cm lift of concrete in 3 to 4 layers. Experience in Japan has shown that the concrete can be compacted sufficiently without segregation even where the lift is in the order of 50 cm to 70 cm. Bulldozers and graders are commonly used for spreading concrete after placement.

2.2.5. Compaction

Concrete is compacted by vibratory roller. Preferably the roller should be the self-propelled, not the towed, type. In selection of a vibratory roller, such factors as frequency, amplitude, vibrating force and travelling speed should be carefully taken into consideration. In order to check whether sufficient compaction is achieved, the measurement of density of concrete after compaction is important. One of the most practical and best ways is to measure and compare the thickness of one lift before and after compaction.

The nuclear density gauge (radio isotope) method is the standard test method used in the United States for wet density determination. It is important that the quantities of individual RCC materials be determined accurately and that a standard calibration block of compacted RCC be used for comparison with fresh concrete tests.

2.2.6. Horizontal Construction Joints

The surface of each lift must be kept clean and wet during its exposure. The hardened concrete lift surface must be treated before being covered with the next lift in order to remove laitance and any poor concrete at the surface. This work is simplified by the nature of the low cement concrete mix. It is very important to secure a tight bond between lifts at the horizontal construction joint so that the whole dam acts as a monolithic structure. Since low cement concrete is used in roller compacted concrete and the cement content is too small to give sufficient bond between lifts, it is very effective to spread mortar or some rich concrete on the horizontal joint immediately before placing the next lift. But this process increases cost and time of construction.

Pour certains ingénieurs, il serait possible d'assurer l'étanchéité à l'amont du barrage. Dans ce cas, la mise en place d'un mortier de liaison sur la surface de reprise devient inutile, ou tout au plus, on peut se contenter d'enduire une bande, de largeur limitée, à l'amont. Par ailleurs, certains bétons destinés au répandage en continu comportent un excédent de liant destiné à assurer l'adhérence sans couche de mortier. Dans ce cas, le délai entre levées est un paramètre essentiel pour la qualité du contact. Des études spécifiques ont été menées au chantier du barrage de Upper Stillwater.

2.2.7. Joints de retrait verticaux

Des joints de retrait verticaux sont normalement prévus dans le corps du barrage afin d'éviter que les contraintes thermiques ne produisent des fissures n'importe où. Certains Bureaux de projet estiment que les joints de retrait verticaux ne sont pas nécessaires dans les barrages en BCR en raison de la faible augmentation de température. Du fait que le béton compacté au rouleau a une faible teneur en ciment comparativement au béton classique, la variation de température due à la chaleur d'hydratation est également faible; aussi, un intervalle entre joints de retrait, plus large que dans le cas du béton classique, serait-il possible. Mais le projet visant à augmenter la distance entre joints de retrait, sans causer des contraintes thermiques excessives, devra faire l'objet d'une étude approfondie. Les joints de retrait seront exécutés au moyen d'une machine vibrante à découper, après l'épandage ou le finissage du béton. En général, une plaque est introduite dans le joint, après son exécution, afin de maintenir son ouverture.

Les joints de retrait verticaux sont absents de certains barrages (Willow Creek, ...), l'augmentation de la température étant limitée par la réduction du dosage en ciment, par l'adoption d'une forte teneur de cendres volantes dans le liant, et par la réduction de la température de mise en place.

2.2.8. Cure et protection

La surface du béton doit être maintenue humide afin de la protéger de la fissuration et aussi d'atteindre la résistance désirée. Dans les zones où il y a une très forte variation journalière de température, une cure doit être appliquée avec soin afin d'éviter la fissuration d'origine thermique. Lorsque la surface du béton est exposée pendant une longue période, une protection appropriée est nécessaire vis-à-vis des grandes variations de température imprévues.

La surface du béton frais doit être protégée contre les précipitations (pluie, neige) dès la mise en place. Par temps de pluie légère, la mise en place est permise tant que la pâte à la surface du béton n'est pas rendue fluide.

2.2.9. Parements amont et aval

Un béton riche sera mis en place dans les zones des parements amont et aval afin d'assurer une étanchéité et une pérennité élevées. Les coffrages pour ce béton peuvent être les mêmes que pour le béton classique. Mais, parfois, des plaques et des blocs de béton préfabriqués seront utilisés à la place des coffrages et, associés à du béton riche, constitueront les zones amont et aval du barrage. L'exécution de

Some RCC engineers believe that watertightness can be controlled at the upstream face and mortar placing for horizontal joints is not necessary or can be limited to a certain length at upstream portion. When placed in a continuous manner, some RCC mixes are designed with an excess paste to provide bonding without the use of a thin mortar layer. The time between lift placement is critical to effective bonding with these mixes. Studies have been made on this point at the Upper Stillwater Dam construction.

2.2.7. Vertical Contraction Joints

Vertical contraction joints are normally provided in the dam-body in order to avoid the occurrence of random cracks due to temperature stress. Some designers are of the opinion that vertical contraction joints in RCC dams are not required due to low temperature rise. Since roller compacted concrete has a small cement content compared with conventional concrete, the temperature change due to heat of hydration is small; therefore, a wider spacing of contraction joints might be possible than when using conventional concrete. But a careful study should be made of the design of the contraction joints with a view to increasing the distance between them without causing undue temperature stress. The contraction joints are made by use of a vibratory cutter after spreading or finishing of the concrete. In most cases a joint plate is inserted after the contraction joint is made in order to maintain the joint.

At Willow Creek and other dams, vertical contraction joints were not provided. Heat build-up has been controlled by low cement contents, by use of a high percentage of fly ash in the cementitious material, and by minimizing placing temperature.

2.2.8. Curing and Protection

The concrete surface must be kept moist in order to protect it from cracking and also to achieve the design strength. In areas where there is a high diurnal temperature variation, careful curing is necessary to avoid temperature cracking. When the concrete surface will be exposed for a long period of time, adequate protection is required against unexpectedly large ambient temperature changes.

Fresh RCC surfaces must be protected from rain or snow immediately after placing. Placing in light rain may be acceptable provided the paste does not become fluid on the RCC surface.

2.2.9. Upstream and Downstream Surface

Rich concrete should be placed in upstream and downstream face zones in order to maintain high watertightness and durability. Forms for this concrete may be the same as for conventional dam concrete. But sometimes precast concrete slabs and blocks are used instead of forms and they, together with rich concrete, constitute the upstream and downstream portions of the dam. Special care to achieve

ce travail nécessitera un soin particulier afin d'obtenir l'étanchéité. Il y a deux méthodes pour compacter le béton de parement : l'une utilise des pervalvateurs internes, l'autre des rouleaux vibrants. Dans les cas de béton amont et aval compacté sans coffrage et de béton ne pouvant pas être compacté complètement, cette zone ne sera pas prise en compte dans le profil de projet.

Quelques Bureaux d'études sont d'avis que du béton classique ne devrait pas être utilisé sur le parement aval du barrage afin d'éviter que des sous-pressions ne prennent naissance. Cependant, du béton classique permettrait d'obtenir des qualités de pérennité indispensables pour ce parement. Si du béton classique est adopté, on devra étudier la mise en place d'un dispositif de drainage dans cette zone.

Au barrage de Upper Stillwater, des éléments de parement en béton, de 0,9 m de hauteur (dont une certaine longueur de chevauchement) et de 0,6 m de largeur, et formés à l'aide de coffrages glissants, servent de coffrage perdu au BCR du corps du barrage. Le parement ainsi obtenu, réalisé en béton à air occlus, présente une bonne pérennité. Le rythme de réalisation de ces éléments a atteint 3 m/min. Le parement aval, en escalier, sert d'évacuateur, aux performances satisfaisantes.

2.3. EXEMPLES

2.3.1. Barrage Shimajigawa (Japon)

Caractéristiques principales du barrage :

Hauteur : 89 m.

Longueur en crête : 240 m.

Volume du barrage : 317 000 m³.

Ce barrage est le premier où la méthode RCD fut adoptée. Les profils types sont donnés dans les Fig. 1 et 2. Le Tableau 1 indique les compositions du béton.

Tableau 1
COMPOSITIONS DU BÉTON*

	G max (mm)	E/C + V (%)	V/C + V (%)	S/A (%)	Affais- sement (cm)	Air (%)
Partie supérieure du barrage	80	80,8	30	34	—	1,5 ± 1
Partie inférieure du barrage	80	87,5	30	34	—	1,5 ± 1
	E (kg/m ³)	C (kg/m ³)	V (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	Adjuvant (kg/m ³)
Partie supérieure du barrage	105	91	39	749	1 476	0,325
Partie inférieure du barrage	105	84	36	752	1 482	0,30

* Abréviations figurant dans le Tableau 1 et le Tableau 3 ci-après : E : Eau - C : Ciment - V : Cendre volante - S : Sable - G : Gravier - A : Granulats.

watertightness should be taken in the execution of this work. There are two methods for compacting the face concrete; one is using internal vibrators, and the other vibratory rollers. In cases where the upstream and downstream concrete is compacted without forms, and the concrete cannot be compacted thoroughly, this portion should not be included within the design section area.

Some designers are of the opinion that conventional concrete should not be used at the downstream face of the dam in order to eliminate the possibility of build-up of uplift pressures. However, conventional concrete could be very effective in providing necessary durability of the face. If conventional concrete is used, consideration should be given to the use of a drainage system at this location.

At Upper Stillwater Dam, horizontally slipformed concrete facing elements, approximately 0.9 m (3 feet, including overlap) high and 0.6 m (2 feet) wide have been used to provide formwork for interior RCC and provide a durable air-entrained concrete dam facing. The placing rates of these elements were up to 3 m (10 feet) per minute. The stair-stepped flow surface of the downstream face also serves as an efficient spillway.

2.3. EXAMPLES

2.3.1. Shimajigawa Dam (Japan)

Main characteristics of the dam are :

Height : 89 m;

Crest Length : 240 m;

Volume of dam : 317 000 m³.

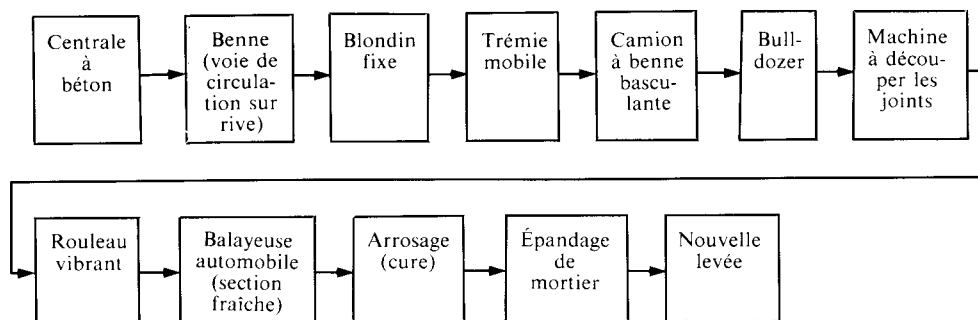
This dam is the first example where the RCD method was applied. Standard sections are shown in Fig. 1 and Fig. 2. Table 1 gives the mix proportions of the concrete.

Table 1
CONCRETE MIX PROPORTIONS*

	G max (mm)	W/C + F (%)	F/C + F (%)	S/A (%)	Slump (cm)	Air Ratio (%)
Upper part of Dam	80	80.8	30	34	—	1.5 ± 1
Lower part of dam	80	87.5	30	34	—	1.5 ± 1
	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	F (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	Admixture (kg/m ³)
Upper part of Dam	105	91	39	749	1 476	0.325
Lower part of dam	105	84	36	752	1 482	0.30

* Where : A : aggregate - C : cement - F : fly ash - G : gravel - S : sand - W : water.

La séquence des travaux de bétonnage est indiquée ci-après :



Les faits particuliers concernant les travaux RCD au barrage Shimajigawa sont les suivants :

1. *Malaxage.*

Des bétonnières à alimentation forcée, du type « malaxeur à argile », comportant deux arbres, furent utilisées. On veilla spécialement à éviter la ségrégation en raison du béton frais extrêmement sec.

2. *Transport.*

Le béton était transporté dans des bennes par blondin fixe jusqu'au corps du barrage; déchargé préalablement dans une trémie mobile, il était ensuite transporté par camion à benne basculante jusqu'à l'endroit spécifié.

3. *Épandage.*

Avant mise en place du béton sur la levée précédente, du mortier était transporté par benne au moyen d'un blondin et épandu manuellement en couche de 15 mm d'épaisseur.

Après épandage du mortier, le béton était étalé par bulldozer. L'épaisseur d'une levée de béton était de 50 cm dans la partie inférieure du barrage et de 70 cm dans la partie supérieure. Chaque levée comportait trois ou quatre couches. Ainsi, la ségrégation était évitée.

4. *Compactage.*

Un rouleau vibrant BW-200 compactait le béton, la vitesse de déplacement du rouleau étant de 1 km/heure. Le nombre de passes du rouleau était de 2 sans vibration et de 9 avec vibration dans le cas d'une levée de 50 cm, de 2 sans vibration et de 13 avec vibration dans le cas d'une levée de 70 cm.

5. *Traitement de la surface de la levée.*

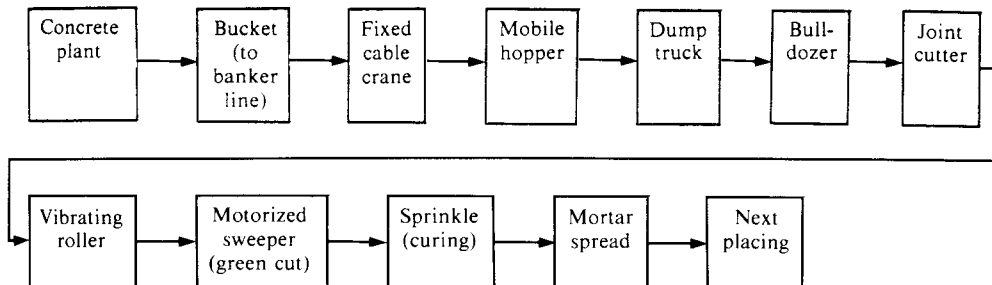
Le ressuage était faible et la laitance rare. Le nettoyage débutait 24 à 36 heures après la mise en place du béton du printemps à l'automne, 48 à 56 heures en hiver.

6. *Joint de retrait vertical.*

Ce joint était réalisé après la fin du bétonnage par introduction d'une plaque en tôle galvanisée (épaisseur 0,27 mm) au moyen d'une presse à découper vibrante.

Au début, cette opération était réalisée après compactage. Mais compte tenu des désordres provoqués dans le béton, on a finalement préféré le découpage avant le compactage par rouleau vibrant.

Sequence of concrete work was as follows :



Special features of the RCD works at Shimajigawa Dam were as follows :

1. *Mixing*

Pugmill type forced feed mixers with two shafts were used. Careful attention was paid to avoid segregation of material due to extremely dry fresh concrete.

2. *Transportation*

The concrete was transported in buckets by fixed cable crane to the dam-body area, and discharged into the mobile preliminary hopper, and then to the specified place by dump truck.

3. *Spreading*

Prior to placing concrete on the previously placed lift, mortar was transported by bucket suspended from a cable crane and spread manually in 15 mm thick layers.

After mortar was spread, concrete was spread by bulldozer. Thickness of one lift of concrete was 50 cm in the lower portion of the dam-body and 70 cm in the upper portion. Each lift was spread in three and four layers. Thus, segregation was avoided.

4. *Compaction*

A BW-200 vibratory roller compacted the concrete with a forward speed of 1 km/hour. The number of passes of the roller were 2 times without vibration and 9 times with vibration in the case of the 50 cm lift, and 2 times without vibration and 13 times with vibration in the case of the 70 cm lift.

5. *Treatment of lift surface*

Bleeding was small and laitance rare. Green-cut was started 24 to 36 hours after placing work was over in spring to autumn and 48 to 56 hours in winter.

6. *Vertical contraction joint*

This joint was provided between each lift by inserting a galvanized steel plate (0.27 mm thick) by vibratory press cutter.

Initially, joint cutting work was carried out after compaction, but this tended to disturb concrete near the joints, so a change was made to cutting prior to compaction by vibrating roller.

7. *Contrôle de qualité.*

L'essai d'affaissement (slump) n'a pas été utilisé du fait que le béton frais RCD était extrêmement raide. La maniabilité était contrôlée par l'essai Vebe sur table vibrante.

8. *Parements amont et aval.*

Des coffrages classiques étaient utilisés sur les deux parements et du béton classique était mis en place en parement et compacté par pervibrateur interne.

9. *Cadences de bétonnage.*

Maxi. mensuel : 23 821 m³ (octobre 1979).

Maxi. journalier : 1 005 m³.

Maxi. horaire : 67,8 m³.

2.3.2. Barrage Willow Creek (USA)

a) *Généralités*

Ce barrage est situé à Heppner, Oregon, USA, et, à l'exception de la crête de l'évacuateur de crue et de l'extrémité aval du seuil, est le premier barrage à être entièrement construit en béton compacté au rouleau. La hauteur du barrage est de 66 m, sa longueur en crête de 518 m et son volume de 313 486 m³. Comparativement à la solution enrochement, le volume du barrage fut réduit de 75 %. Les Fig. 3 et 4 donnent l'élévation amont et les profils types du barrage. Le béton du barrage comprend quatre compositions différentes (Tableau 2) adaptées à différentes zones du barrage.

La plus grande partie du béton est un béton maigre de masse conçu pour avoir la densité et la résistance au cisaillement nécessaires, et une chaleur d'hydratation faible.

Le béton externe du parement amont est conçu pour avoir de meilleures résistances au cisaillement, pérennité et étanchéité, un accroissement plus rapide de résistance, comparativement au béton de masse, et être compatible avec le revêtement amont vertical. Le parement aval du barrage a une pente de 1/0,8 et a été construit sans coffrage en répandant et compactant les couches de BCR hors des limites dimensionnelles requises. A 0,3 m environ du parement aval, la qualité était identique à celle du béton de masse. Il n'y avait pas de joints de retrait verticaux.

b) *Composition du béton et résistance à l'érosion*

Les dosages en ciment variaient suivant les compositions (Tableau 2), mais le dosage en eau restait constant à 77 kg/m³ environ, tandis que les rapports eau/ciment + cendre volante variaient de 0,6 à 1,4. Les cendres volantes étaient ajoutées (30 % environ) pour améliorer la maniabilité. Un BCR de haute qualité, avec un dosage en ciment de 186 kg/m³ et des granulats de dimension maximale 38 mm, était utilisé sur le parement de l'évacuateur de crue. L'épaisseur du béton de parement était d'environ 2,70 m.

c) *Granulats, malaxage, mise en place*

Les granulats provenant de basalte étaient séparés en trois catégories de dimensions et stockés. La période de bétonnage était de 17 semaines, avec mise en

7. *Quality control*

The slump test was not used because fresh RCD concrete was extremely stiff. Workability was checked by the Vebe test on the vibrating table.

8. *Upstream and downstream face*

Conventional forms were used at both faces and conventional face concrete was placed and compacted by internal vibrator.

9. *Records of concrete placing*

Monthly maximum : 23 821 m³, October 1979.

Daily maximum : 1 005 m³.

Hourly maximum : 67.8 m³.

2.3.2. Willow Creek Dam (USA)

a) *Outline of Dam*

This dam is located at Heppner, Oregon, USA, and if the crest of the spillway and the downstream end sill are excluded it is the first dam to be completely constructed with RCC. The height of the dam is 66 m, the crest length 518 m, and the volume 313 486 m³. Compared with rockfill, the dam volume was reduced by 75 %. Figures 3 and 4 show upstream elevation of the dam and typical sections. The dam is composed of concrete of four different mix proportions (Table 2) respectively suited to the various parts.

The greater part of the concrete is an interior lean mix designed to have the necessary dead weight, shear strength, and to have low heat generation.

Exterior concrete at the upstream face is designed to have better shear strength, durability and watertightness compared with interior concrete, show faster strength gain, and be compatible with the upstream vertical facing system. The downstream face of the dam has a slope of 1/0.8 and was constructed unformed by spreading and compacting the respective layers of RCC out of the required control line. At approximately 0.3 m from the downstream face, the quality was the same as the interior concrete. Vertical contraction joints were not provided.

b) *Mix Design and Erosion Resistance*

Cement contents were varied according to the mixes (see Table 2), but water content remained constant at approximately 77 kg/m³, while water cement ratios were in a range from 0.6 to 1.4 (W/C + F). Fly ash was added (about 30 %) to improve workability. High-quality RCC with a cement content of 186 kg/m³ and maximum size coarse aggregate of 38 mm was used at the spillway face. The thickness of the surface concrete was approximately 2.7 m.

c) *Aggregates, Mixing, Placement*

The aggregates were produced from basalt and were separated into three size groups and stockpiled. The placement period was 17 weeks, with continuous

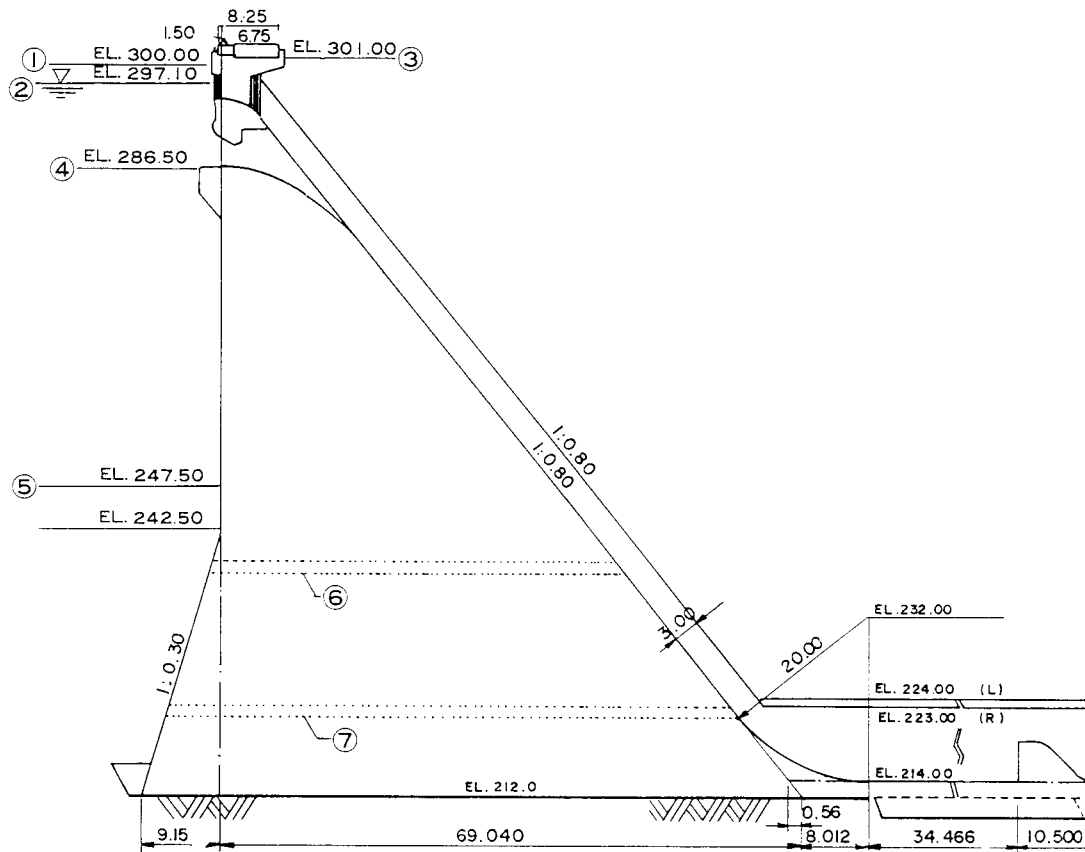


Fig. 1

Barrage de Shimajigawa (Japon) - Profil type déversant.
Shimajigawa Dam (Japan) - Typical Overflow Section.

- | | |
|---|--|
| (1) Niveau maximal de retenue 300,00. | (1) Design flood level El. 300.00. |
| (2) Niveau de surremplissage 297,10. | (2) Surcharge water level El. 297.10. |
| (3) Cote du couronnement 301,00. | (3) Dam crest El. 301.00. |
| (4) Niveau normal de retenue 286,50. | (4) Normal water level El. 286.50. |
| (5) Niveau de l'alluvionnement 247,50. | (5) Sediment level El. 247.50. |
| (6) Conduite de vidange reliée à la tour de prise d'eau, $\varnothing = 1\ 200$. | (6) Selected intake discharge pipe, $\varnothing = 1\ 200$. |
| (7) Conduite de vidange à niveau bas, $\varnothing = 800$. | (7) Low water level intake pipe, $\varnothing = 800$. |

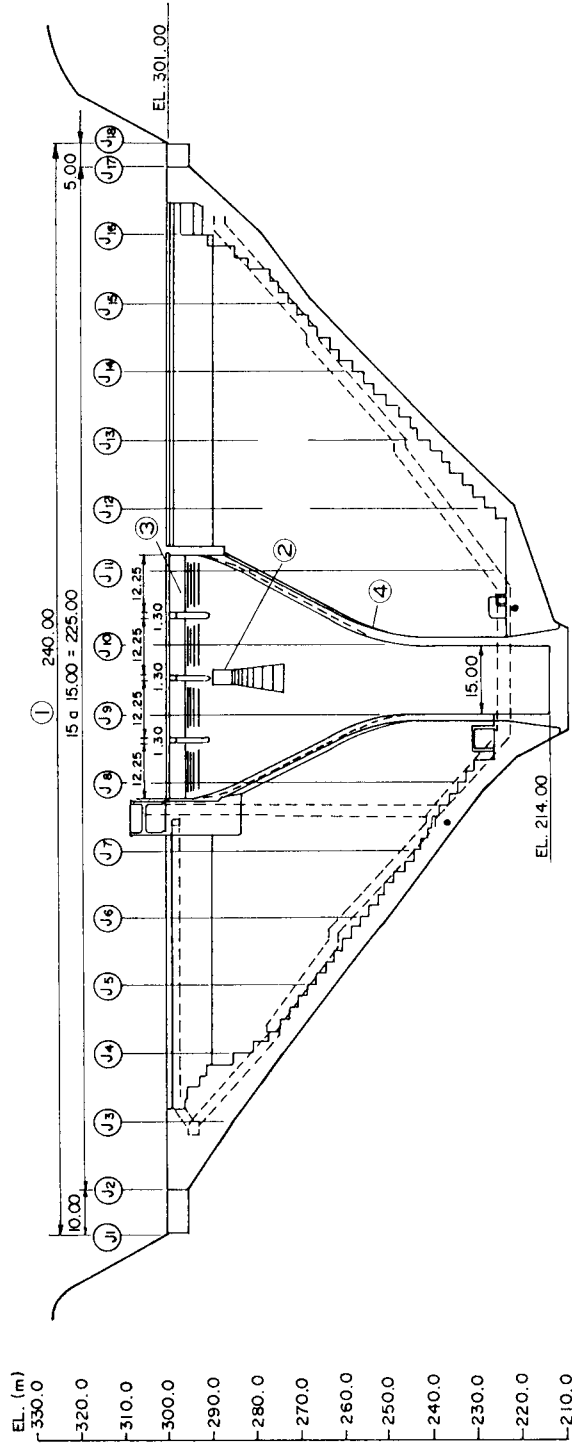


Fig. 2

Barrage de Shimajigawa (Japan) - Élévation aval.
 Shimajigawa Dam (Japan) - Downstream Elevation.

- | | |
|------------------------------------|----------------------------|
| (1) Longueur en crête. | (1) Crest length. |
| (2) Évacuateur de crue normal. | (2) Normal spillway. |
| (3) Évacuateur de crue sans vanne. | (3) Uncontrolled spillway. |
| (4) Mur guideau. | (4) Training wall. |

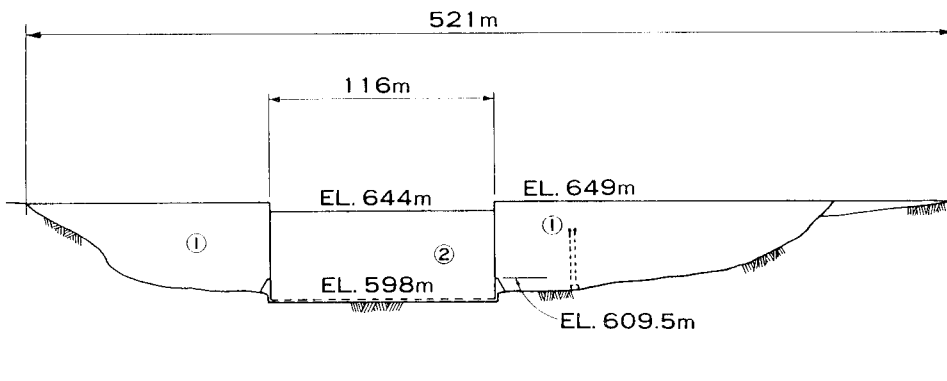
place continue sur deux postes de 10 heures chacun par jour, et sur six jours par semaine. Le béton était compacté sur une épaisseur de 0,30 m par rouleau vibrant.

d) Parement amont du barrage

Le parement amont du barrage est vertical afin de réduire les coûts des matériaux et de réduire les longueurs des ouvrages de dérivation et de restitution. Les coffrages du parement amont étaient constitués de panneaux préfabriqués de 1,50 m de hauteur et de 4,90 m de longueur, chaque panneau étant tenu en place par deux armatures d'ancrage en acier noyées dans le BCR.

Tableau 2
COMPOSITIONS DU BÉTON

		Parement de l'évacuateur de crue	Parement aval	Parement amont	Béton maigre de masse
Ciment :	kg/m ³ (lb/yd ³)	186 (315)	104 (175)	104 (175)	47 (80)
Cendre volante :	kg/m ³ (lb/yd ³)	80 (135)	47 (80)	0 (0)	19 (32)
Dimension max. des granulats :	mm (in)	38 (1.5)	76 (3)	76 (3)	76 (3)
<i>Propriétés :</i>					
Densité :	kg/m ³ (lb/yd ³)	2 531 (158)	2 531 (158)	2 531 (158)	2 531 (158)
R _c à 90 jours :	MPa (psi)	33 (4 800)*	19 (2 700)	15 (2 200)	8 (1 100)
* Résistance prévue (livres/pouce carré) déduite d'une étude statistique.					



placement performed during two ten-hour shifts per day, six days per week. Concrete was compacted to a thickness of 0.3 m by vibratory roller.

d) Upstream Face of Dam

The upstream face of the dam was made vertical in order to reduce material costs and to shorten the outlet diversion channel and conduit lengths. The forms for the upstream face were precast panels of height 1.5 m and length 4.9 m, each panel being held in place by two steel tie-back straps embedded in the RCC.

Table 2
MIX DESIGNS

	Spillway Face	Downstream Face	Upstream Face	Interior Lean mix
Cement :				
kg/m ³ (lbs/yd ³)	186 (315)	104 (175)	104 (175)	47 (80)
Fly Ash :				
kg/m ³ (lbs/yd ³)	80 (135)	47 (80)	0 (0)	19 (32)
Max. Agg. Size :				
mm (inch)	38 (1-1/2)	76 (3)	76 (3)	76 (3)
<i>Properties :</i>				
Density :				
kg/m ³ (lbs/yd ³)	2 531 (158)	2 531 (158)	2 531 (158)	2 531 (158)
90 Day Compression Strength :				
MPa (psi)	33 (4 800)*	19 (2 700)	15 (2 200)	8 (1 100)
* Predicted strength based on statistical analysis.				

Fig. 3

Barrage de Willow Creek - Élévation Amont.
Willow Creek Dam - Upstream Elevation.

(1) Béton riche.

(1) Rich mix.

(2) Béton pour évacuateur de crue.

(2) Spillway mix.

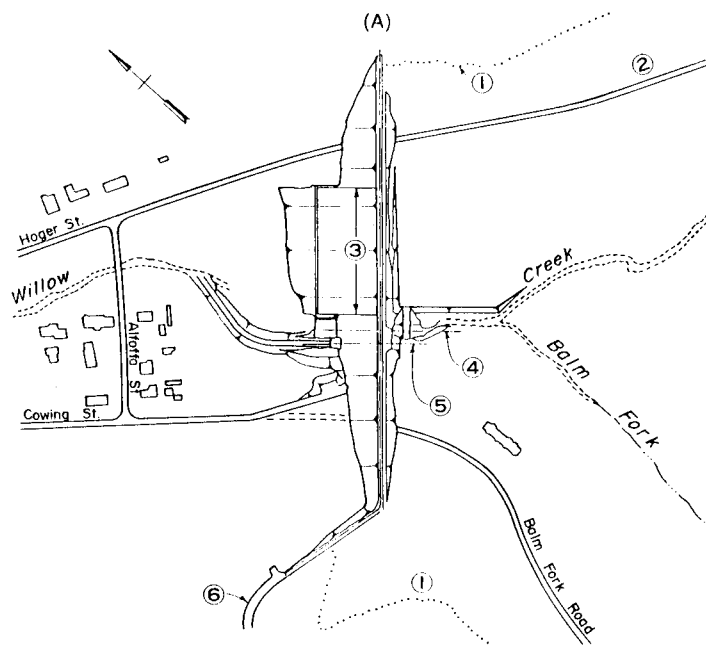


Fig. 4

Barrage de Willow Creek (États-Unis).
Willow Creek Dam (USA).

(A) Vue en plan.

(A) Plan.

- | | |
|---|-----------------------------------|
| (1) Ligne du niveau maximal de retenue. | (1) Max controlled lake El. |
| (2) Route d'accès à Willow Creek. | (2) Willow Creek road. |
| (3) Évacuateur de crue. | (3) Spillway. |
| (4) Conduit de dérivation. | (4) Diversion conduit centreline. |
| (5) Ouvrage de restitution. | (5) Outlet works centreline. |
| (6) Route d'accès au barrage. | (6) Dam access road. |

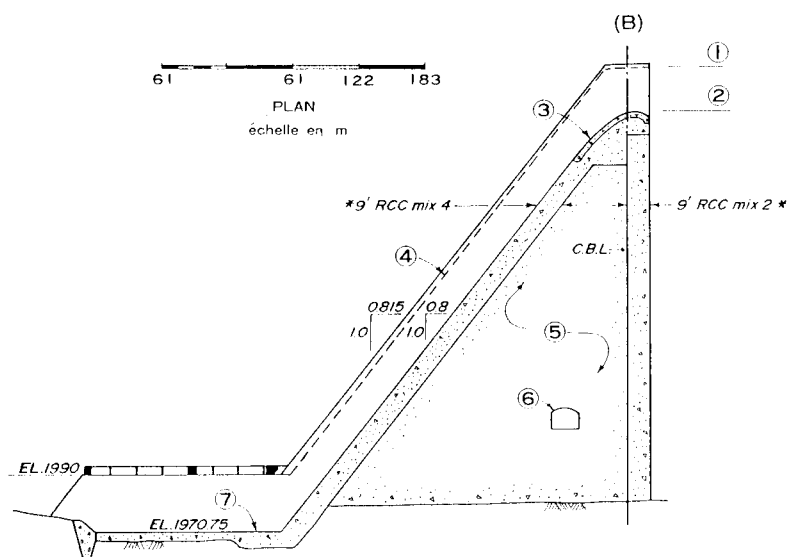


Fig. 4

Barrage de Willow Creek (États-Unis).
Willow Creek Dam (USA).

(B) Coupe transversale du barrage déversant.

(B) Section of Dam through Spillway.

- | | |
|---|--------------------------------------|
| (1) Crête du barrage. | (1) Top of dam. |
| (2) Crête de l'évacuateur de crue. | (2) Spillway crest. |
| (3) Béton classique. | (3) Conventional concrete. |
| (4) Mur guideau de l'évacuateur de crue. | (4) Spillway side wall. |
| (5) BCR à l'intérieur du barrage. | (5) Dam interior RCC mix. |
| (6) Galerie. | (6) Gallery. |
| (7) Bassin de tranquillisation de l'évacuateur de crue. | (7) Spillway stilling basin. |
| (*) Béton compacté au rouleau (BCR). | (*) Roller compacted concrete (RCC). |

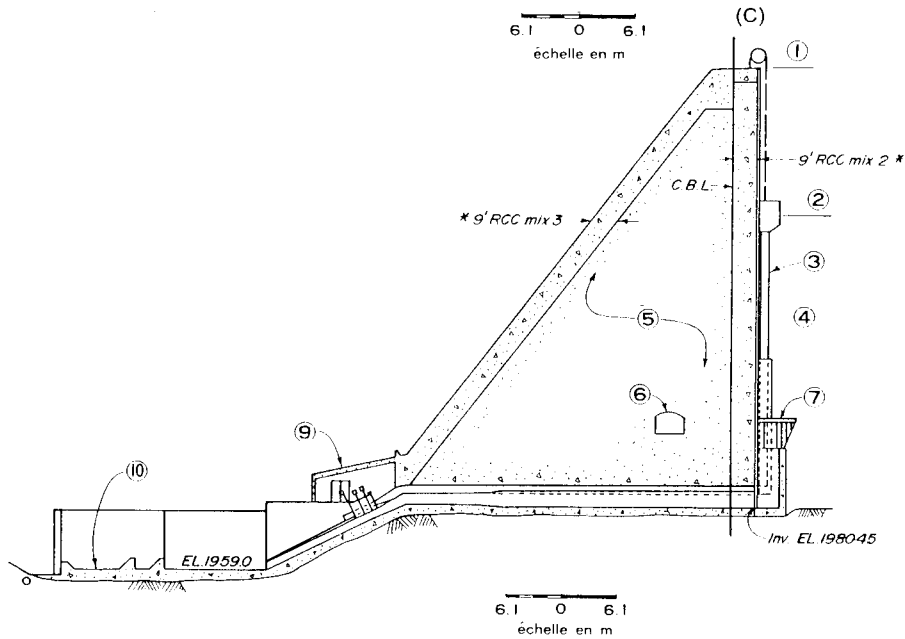


Fig. 4

Barrage de Willow Creek (États-Unis).
Willow Creek Dam (USA).

(C) Coupe transversale du barrage non déversant dans l'axe de l'ouvrage de restitution.

(C) Section non Overflow Dam at Axis of Outlet Works.

- | | |
|---|---|
| (1) Crête du barrage. | (1) Top of dam El. |
| (2) Niveau de retenue normale. | (2) Max. normal W. S. El. |
| (3) Béton classique. | (3) Conventional concrete. |
| (4) Mur guideau de l'évacuateur de crue. | (4) Spillway side wall. |
| (5) BCR à l'intérieur du barrage. | (5) Dam interior RCC Mix. |
| (6) Galerie. | (6) Gallery. |
| (7) Grille. | (7) Trash rack. |
| (8) Barrage non déversant dans l'axe de l'ouvrage de restitution. | (8) Non overflow dam at axis of outlet works. |
| (9) Bâtiment de commande des vannes. | (9) Control house. |
| (10) Bassin de tranquillisation de l'ouvrage de restitution. | (10) Outlet works stilling basin. |
| (*) Béton compacté au rouleau (BCR). | (*) Roller compacted concrete (RCC). |

2.3.3. Barrage Tamagawa (Japon)

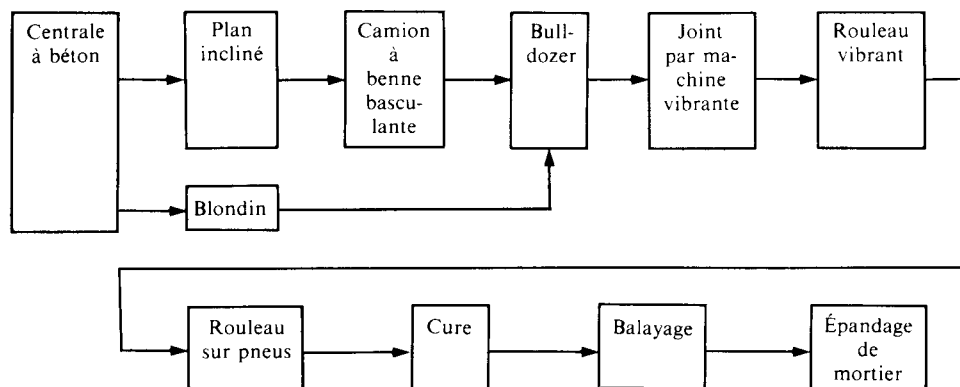
Le barrage Tamagawa est un barrage RCD auquel l'expérience précieuse tirée de la construction du barrage Shimajigawa a été appliquée. Sa hauteur est de 100 m, sa longueur en crête de 495 m, son volume de 1 140 000 m³. La composition du béton figure au Tableau 3.

Tableau 3
COMPOSITION DU BÉTON

G max (mm) 150	E/C + V (%) 73	V/C + V (%) 30	S/A (%) 30	Slump (cm) —	Air (%) 3 ± 1
E (kg/m ³) 95	C (kg/m ³) 91	V (kg/m ³) 39	S (kg/m ³) 657	G (kg/m ³) 1 544	Adjuvant (kg/m ³) 0,325

Où : E : eau - C : ciment - V : cendre volante - S : sable - G : gravier - A : granulats.

La séquence des travaux de bétonnage est indiquée ci-après :



La méthode RCD du barrage Tamagawa est fondamentalement la même que celle mise en œuvre au barrage Shimajigawa. Les faits particuliers des travaux RCD à Tamagawa sont les suivants :

1. Dimension maximale des granulats et centrale à béton

Dans le but d'obtenir une qualité supérieure du RCD, la dimension maximale des granulats fut fixée à 150 mm. Pour atteindre la productivité prévue (5 800 m³/j), deux centrales à béton dont chacune comprend trois bétonnières basculantes de 3 m³, furent placées en rive droite. Les lames des bétonnières furent adaptées spécialement pour convenir au béton très dur.

2. Transport.

Un système combiné de plan incliné et de camions à benne basculante fut adopté pour le transport des matériaux, ce qui augmentait la vitesse de bétonnage.

2.3.3. Tamagawa Dam (Japan)

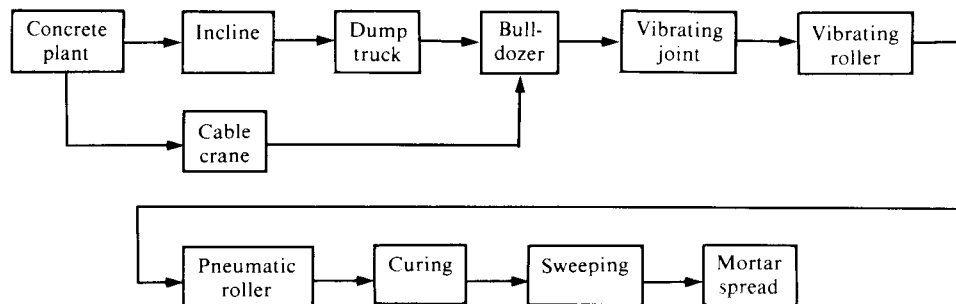
Tamagawa Dam is an RCD dam where valuable experience obtained in constructing Shimajigawa Dam was applied. The height of dam is 100 m, crest length 495 m and volume of dam 1 140 000 m³. Mix proportions of the concrete are shown in Table 3.

Table 3
MIX PROPORTIONS OF THE CONCRETE

G max (mm) 150	W/C + F (%) 73	F/C + F (%) 30	S/A (%) 30	Slump (cm) —	Air Ratio (%) 3 ± 1
W (kg/m ³) 95	C (kg/m ³) 91	F (kg/m ³) 39	S (kg/m ³) 657	G (kg/m ³) 1 544	Admixture (kg/m ³) 0.325

Where : A : aggregate - C : cement - F : flyash - G : gravel - S : sand - W : water.

Sequence of concrete work was as follows :



The RCD method at Tamagawa was basically the same as that at Shimajigawa Dam.

The special features of RCD work at Tamagawa are as follows :

1) *Maximum size of aggregate and batching plant*

Aiming at more advanced quality of RCD, the maximum size of aggregate was fixed at 150 mm. To meet the maximum concrete production rate of 5 800 m³ per day, two batching plants, each of which has 3 units of 3 m³ tilting mixers, were installed at the right abutment. Blades of the mixers were specially arranged for very hard concrete.

2) *Transportation*

A combined system of incline and dump truck is adopted for the transport of materials, thus increasing the placing rate.

3. *Épaisseur des levées.*

Du fait des améliorations portant sur la composition du béton et les méthodes de compactage, et en vue de réduire le nombre de joints de reprise horizontaux et d'obtenir une méthode de travail plus efficace, l'épaisseur d'une levée de béton fut fixée à 75 cm. Actuellement, une épaisseur de 1 m a été atteinte, après étude complète.

4. *Compactage.*

Un compactage parfait est obtenu par 12 passes d'un rouleau vibrant BW-200, à une vitesse de 1 km/heure, suivies de 6 passes d'un rouleau sur pneus de 26 tonnes.

Actuellement, on a placé 1 070 000 m³ de béton, en 21 mois (à l'exclusion des mois d'hiver), sur un total prévu de 1 140 000 m³. La cadence maximale de mise en place mensuelle fut de 82 200 m³.

2.3.4. Barrage Copperfield (Australie)

Au barrage Copperfield (Queensland, Australie), de 40 m de hauteur, terminé en 1984, la méthode du béton compacté au rouleau fut utilisée. Pour la construction de ce barrage, on eut soin de prendre diverses mesures. Les faits saillants sont les suivants :

1. Deux compositions de béton furent principalement adoptées, l'une pour la zone interne, l'autre pour les zones externes :

— béton externe : ciment + cendre volante = 100 kg + 0 kg;

— béton interne : ciment + cendre volante = 80 kg + 30 kg.

(Un ciment à faible chaleur d'hydratation fut utilisé.)

2. La dimension maximale des granulats était de 50 mm. Quelque 10 % de sable fin était ajouté en vue de porter la fraction inférieure à 75 microns à la valeur souhaitée de 5-10 %, et 15 % environ de sable grossier provenait des graviers naturels roulés utilisés comme granulats.

3. Trois joints transversaux verticaux, munis de waterstops à l'amont, furent prévus. Ils étaient situés, d'une part, aux extrémités de la section déversante, compte tenu d'une fissuration pouvant résulter de la variation importante de profil entre la section déversante et la section non déversante, d'autre part, sur la rive gauche où il y avait un changement important dans le profil des fouilles. Pendant la construction, il apparut que l'adoption de joints transversaux, munis de waterstops, n'était pas en harmonie avec la méthode du béton compacté au rouleau et qu'ils pouvaient être supprimés, là où c'était possible, dans le but de réduire les délais de construction.

4. L'épaisseur de la levée était de 30 cm.

5. Un coffrage vertical classique fut adopté pour le parement amont. Afin d'obtenir un parement amont de pérennité élevée, du béton classique fut coulé derrière le coffrage, sur la hauteur totale de levée, immédiatement avant la mise en place et le compactage du BCR.

Le parement aval de la section non déversante fut réalisé sans coffrages.

3) *Thickness of lift*

In accordance with improvements in the mix design and compaction methods, and in the expectation of reducing the number of horizontal construction joints and obtaining a more efficient process, the thickness of the concrete lift has been fixed at 75 cm. At present however, lift thicknesses of 1 metre have been achieved after careful study.

4) *Compaction*

Complete compaction is achieved by 12 passes of a BW-200 vibratory roller at a speed of 1 km/hour, followed by 6 passes of a 26 ton pneumatic roller.

So far 1 070 000 m³ of concrete out of total 1 140 000 m³ was placed within 21 months excluding winter time. The maximum monthly concrete placement was 82 200 m³.

2.3.4. Copperfield Dam (Australia)

The 40 m high Copperfield Dam, Queensland, Australia, was completed in 1984 by the use of the roller compacted concrete method.

In the construction of this dam various careful measures were taken.

The prominent features were as follows :

1. Concrete mix was mainly divided between the outer and the inner concrete zones. The cement content per m³ were :

— for the outer concrete : cement + fly ash = 100 kg + 0 kg;

— for the inner concrete : cement + fly ash = 80 kg + 30 kg.

(Type C low heat cement was used.)

2. Maximum size aggregate was 50 mm. Some 10 % of fine sand was added in order to increase the minus 75 micron fraction to the desired 5-10 %, and approximately 15 % of the coarse sand was scalped from the natural river gravels used for the aggregate.

3. Three transverse vertical control joints with upstream waterstops were provided. These were located at the ends of the spillway section, in anticipation of possible cracking due to the significant change in section between the non-overflow and the spillway section, and on the left bank where a major change occurred in the profile of the excavated foundation. During construction it was found that the installation of transverse control joints with waterstops were not in harmony with RCC construction and should be avoided where possible if construction delays are to be minimized.

4. Thickness of the lift was 30 cm.

5. Normal vertical formwork was adopted to form the upstream face. In order to provide a durable surface to the upstream face of the dam, conventional concrete was specified to be placed against the form for the full lift height immediately prior to placing and compacting the RCC.

The downstream face of the non-overflow section was constructed without the use of forms.

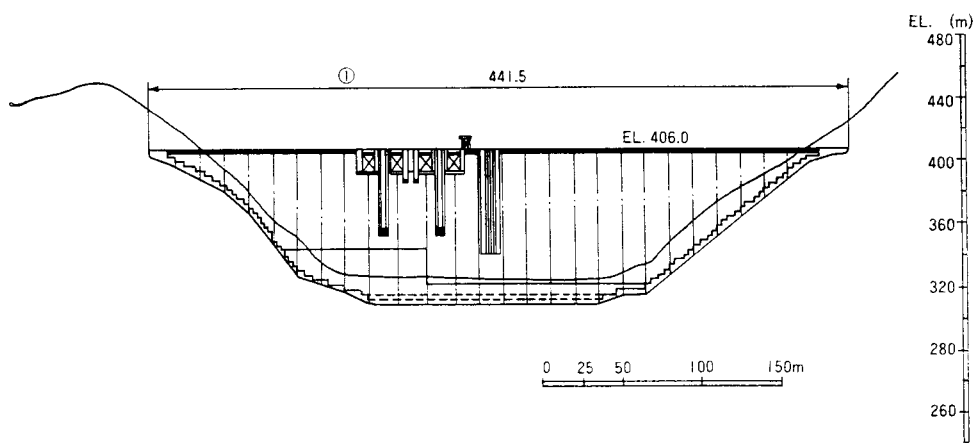


Fig. 5

Barrage de Tamagawa (Japon), Vue amont.
Tamagawa Dam (Japan), Upstream View.

(1) Longueur en crête.

(1) Crest length.

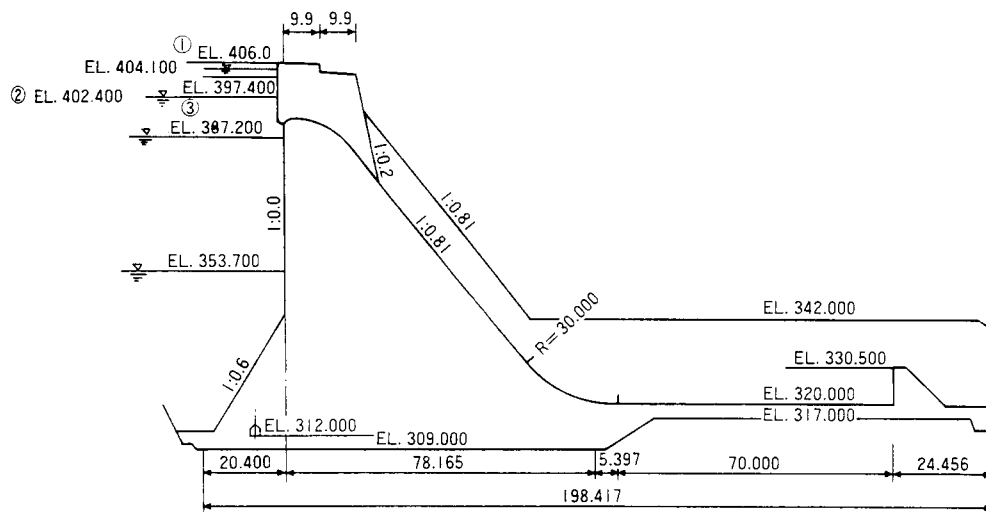


Fig. 6

Barrage de Tamagawa (Japon), coupe type.
Tamagawa Dam (Japan), Typical Cross Section.

- | | |
|----------------------------------|-------------------------|
| (1) Crête du barrage. | (1) Dam crest. |
| (2) Niveau de la crue de projet. | (2) Design water level. |
| (3) Retenue normale. | (3) Normal water level. |

L'évacuateur de crues a été revêtu d'un béton classique. Afin d'éviter des ancrages et des armatures et de supprimer tout travail supplémentaire en revenant nettoyer le BCR jusqu'à la zone convenablement compactée, le revêtement fut mis en place en levées de 30 cm en même temps que le BCR. Cela protégeait également le BCR de tout dégât, dans le cas d'un déversement par-dessus le barrage en cours de construction.

6. Dans le but de réduire les percolations entre les levées de BCR, une couche de béton de 2 m de largeur, avec une dimension maximale de granulats de 50 mm et présentant une résistance de 15 MPa à 90 jours, était mise en place entre les couches de BCR, entre un et trois mètres du parement amont. L'épaisseur de la couche était égale à la dimension maximale des granulats, i.e. 50 mm.

7. Des drains verticaux de 75 mm de diamètre, de 3 m d'intervalle, furent forés à travers le BCR depuis le radier de la galerie de drainage et pénétraient dans le rocher de fondation jusqu'à 3 m au-dessus du rideau d'injection. Des drains inclinés, de 2 m d'intervalle, furent forés depuis la crête de la section en BCR jusqu'à la galerie.

8. Pour la cure de la surface compactée, un camion-citerne pulvérisait de l'eau pendant 24 heures.

Neuf groupes de thermocouples furent installés dans le BCR. Les températures maximales enregistrées dans la partie centrale du barrage ont été de l'ordre de 34-35° C, alors que la température ambiante moyenne a varié, pendant la période de construction, d'environ 18 °C en juin à 26 °C en septembre.

Les dates principales d'avancement des travaux sont les suivantes :

Début des études de projet : 15 novembre 1983.

Début des fouilles : 1^{er} décembre 1983.

Début de la production de granulats : 4 février 1984.

Marché de bétonnage : 29 février 1984.

Fin des fouilles dans le lit de la rivière : 15 mai 1984.

Début du BCR dans le barrage principal : 16 mai 1984.

Fermeture de la dérivation de la rivière : 19 septembre 1984.

Il faut mentionner que la construction du barrage en BCR fut terminée en dix mois seulement, malgré les diverses mesures de précaution prises.

2.3.5. Barrage de Upper Stillwater (USA)

Cet ouvrage sera le premier barrage-poids en BCR, conçu par le US Bureau of Reclamation. L'achèvement des travaux est prévu pour décembre 1987. Le site se trouve près de Salt Lake City, dans l'ouest des États-Unis. L'eau de la retenue ainsi créée alimentera l'aménagement de Utah Central au moyen d'une adduction (tunnel Stillwater) depuis la vallée du Stillwater Creek, à raison de 74 hm³ par an.

Le projet est basé sur l'optimisation des méthodes de construction mécanisée sans compromettre la tenue mécanique qui caractérise le barrage-poids traditionnel.

The spillway was lined with a conventional concrete facing. To obviate the need for anchors and reinforcement and to eliminate the additional effort in cleaning back the RCC to the compacted competent zone, the facing was placed simultaneously with the RCC in 30 cm lifts. This would also ensure that, in the event the dam is overtopped during construction, the RCC would be protected from damage.

6. For the purpose of minimizing seepage occurring between RCC lifts, a two metre wide bedding mix, located one to three metres from the upstream face with a maximum size of aggregate of 50 mm and a 90 day strength of 15 MPa, was placed between the RCC layers. The layer thickness was equal to the size of the largest aggregate particles, i.e. 50 mm.

7. Vertical holes 75 mm diameter at 3 m centres were drilled through the RCC from the gallery invert level and into the foundation rock to terminate 3 m above the grout curtain. Inclined drain holes at 2 m centres were drilled from the crest of the RCC section into crown of the gallery.

8. For curing the compacted surface a water truck with very fine sprays kept the surface damp for 24 hours a day.

A total of 9 sets of thermocouples was placed in the RCC. The maximum temperatures recorded in the RCC in the central position of the dam were in the order of 34-35 °C whilst average ambient temperatures varied during the construction period from approximately 18 °C in June to 26 °C in September.

The key dates of the progress were as follows :

Start Design : 15 November 1983.

Start Foundation Excavation : 1 December 1983.

Start Aggregate Production : 4 February 1984.

Award Concrete Sub-Contract : 29 February 1984.

Complete River Bed Excavation : 15 May 1984.

Start RCC in Main Dam : 16 May 1984.

River Diversion closed : 19 September 1984.

It will be noted that the construction of the RCC dam was completed within only ten months in spite of the various precautionary measures taken.

2.3.5. Upper Stillwater Dam (USA)

Upper Stillwater Dam will be the first concrete gravity dam designed by the United States Bureau of Reclamation to be constructed with RCC (Roller Compacted Concrete). Completion of the dam is scheduled for December, 1987 at the site near Salt Lake City, in the western United States. Water from the dam reservoir will be diverted from Rock Creek into Stillwater tunnel, contributing $74 \times 10^6 \text{ m}^3$ (60 000 acre-feet) annually to the Central Utah Project.

Design of the dam was based on optimizing mechanized construction methods without sacrificing structural integrity typical of a conventional concrete gravity

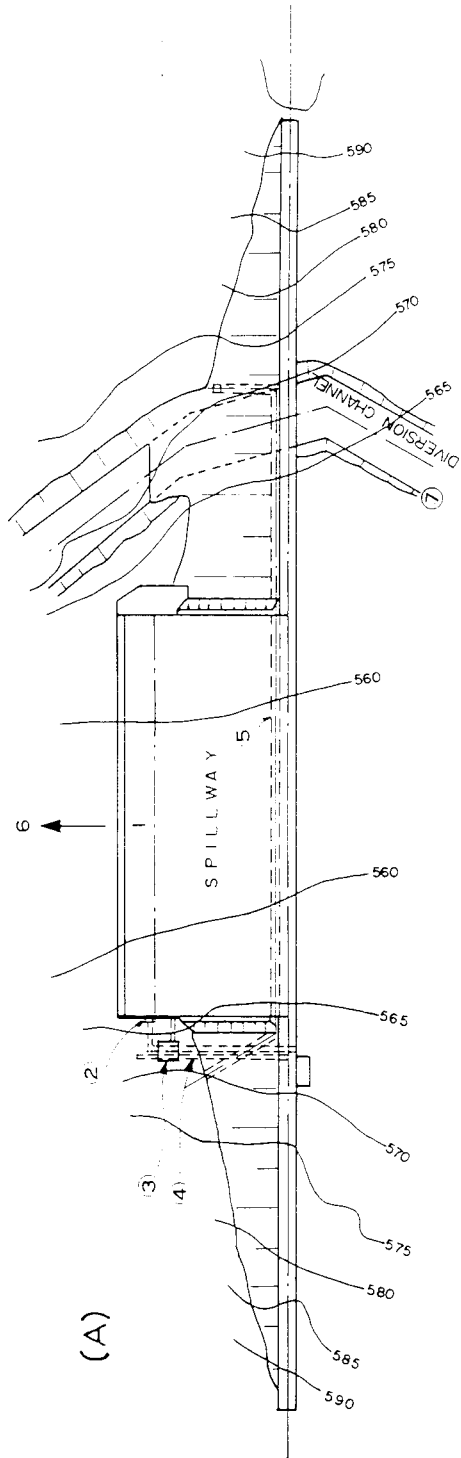


Fig. 7

Barrage de Copperfield (Australie).
Copperfield Dam (Australia).

(A) Vue en plan.

(A) Plan.

- | | |
|---------------------------------|------------------------------|
| (1) Radier de la doucine. | (1) Invert of roller bucket. |
| (2) Vanne à jet conique. | (2) Cone valve. |
| (3) Chambre des vannes. | (3) Valve chamber. |
| (4) Conduits d'évacuation. | (4) Outlet pipes. |
| (5) Galerie de drainage. | (5) Drainage gallery. |
| (6) Sens d'écoulement de l'eau. | (6) Flow direction. |
| (7) Chenal de dérivation. | (7) Diversion channel. |

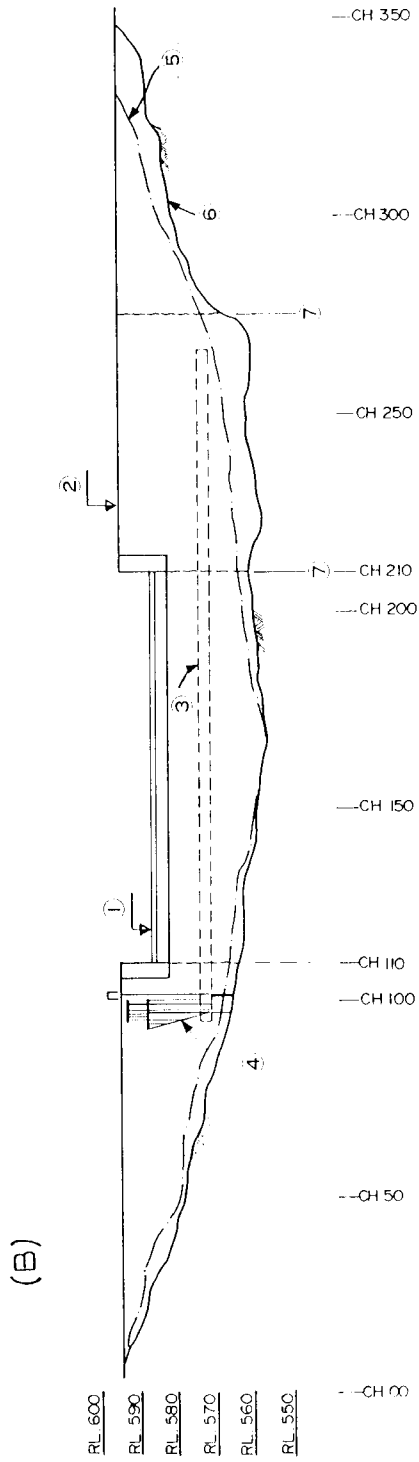


Fig. 7

Barrage de Copperfield (Australie).
 Copperfield Dam (Australia).

(B) Élévation amont.

(B) Elevation Upstream Face.

- (1) Crête de l'évacuateur de crue.
 - (2) Crête de la partie non déversante.
 - (3) Galerie de drainage.
 - (4) Tuyau de prise, tuyau de descente et grille.
 - (5) Ligne du terrain naturel.
 - (6) Ligne du fond de fouille.
 - (7) Joint vertical.
- (1) Spillway crest.
 - (2) Non overflow crest.
 - (3) Drainage gallery.
 - (4) Inlet pipe stack and screen.
 - (5) Natural ground line.
 - (6) As excavated foundation line.
 - (7) Vertical joint.

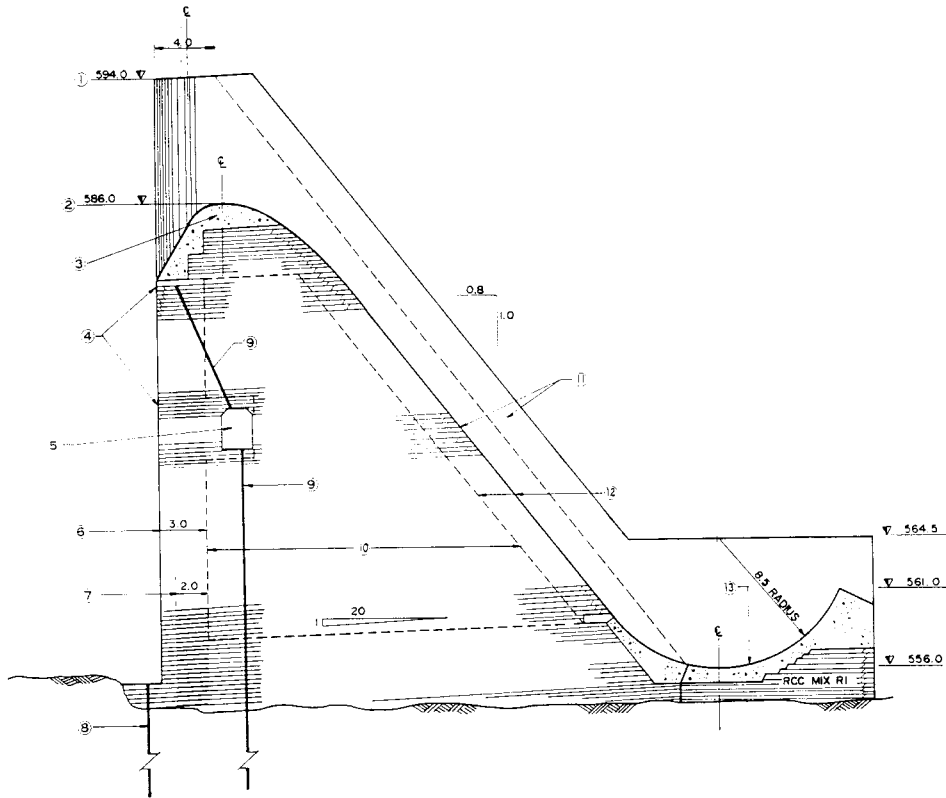


Fig. 8

Barrage de Copperfield (Australie) - Coupe type de l'évacuateur de crue.

Copperfield Dam (Australia) - Typical cross section through spillway.

- | | |
|---|---|
| (1) Crête de la section non déversante. | (1) Non overflow crest. |
| (2) Crête de l'évacuateur de crue. | (2) Spillway crest. |
| (3) Béton classique. | (3) Conventional concrete. |
| (4) Parement en béton classique. | (4) Conventional concrete facing. |
| (5) Galerie de drainage. | (5) Drainage gallery. |
| (6) Zone externe en BCR. | (6) Outer zone RCC. |
| (7) Béton de liaison entre couches de BCR. | (7) Bedding concrete between RCC layers. |
| (8) Rideau d'injection. | (8) Grout curtain. |
| (9) Forages de drainage. | (9) Drain holes. |
| (10) Corps du barrage. | (10) Heaving zone. |
| (11) Béton classique pour le parement de l'évacuateur et les murs guideaux. | (11) Conventional concrete to spillway facing and training walls. |
| (12) Zone externe en BCR. | (12) Outer zone RCC. |
| (13) Pied de la doucine en béton armé. | (13) Reinforced concrete roller bucket. |

Pour atteindre cet objectif, on a mis au point un béton riche en liant qui garantit une bonne adhérence entre levées. Ainsi, le traitement des surfaces de levées (béton de liaison, couche de coulis superficielle) n'est pas nécessaire.

Une forte teneur en cendres volantes (70 % en poids) du BCR permet de minimiser la chaleur d'hydratation, tout en conférant au béton une résistance mécanique élevée (350 kg/cm² à un an). L'augmentation de température observée sur le barrage est très proche de la valeur de 19 °C (35 °F) prévue d'après les études thermiques (adiabatiques). Pour limiter la température initiale du béton, on imposa une valeur maximale de 10 °C (50 °F) à la mise en place, effectuée la nuit.

Dans les zones où le drainage interne du béton fut jugé nécessaire, les drains furent forés depuis la galerie.

Pour les parements amont et aval, on a prévu des éléments de coffrage perdu en béton de 0,6 m de hauteur et de 0,6 m en moyenne de largeur, réalisés au moyen de coffrages glissants. En effet, avec ces coffrages glissants, toute autre méthode de traitement des parements est éliminée, et l'on obtient une paroi durable et de bonne qualité. Après réalisation d'une rangée de ces éléments de parement à l'amont et à l'aval, on procède au répandage et au compactage de deux levées de BCR de 30 cm de hauteur chacune pour remplir la zone entre ces éléments. Cette séquence est répétée pour obtenir un barrage monolithique.

Les galeries sont réalisées ainsi : les piédroits sont formés à l'aide de coffrages glissants, le toit étant réalisé au moyen d'un tube. On a pu ainsi minimiser les retards de réalisation provoqués par les galeries dans les barrages en BCR.

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes : hauteur maximale : 87 m (285'), longueur : 823 m (2 700 pieds), volume : 1 150 000 m³ (1 500 000 yd³).

Deux compositions de BCR sont utilisées. La première (béton A) est utilisée dans la partie principale de l'ouvrage. La seconde (béton B) est réservée pour la zone de 3 m (10 pieds) de large derrière les éléments de parement amont. Les caractéristiques de ces deux bétons, ainsi que du béton des éléments de parement, figurent dans le tableau suivant :

	Béton A		Béton B		Béton de parement	
	kg/m ³	lb/yd ³	kg/m ³	lb/yd ³	kg/m ³	lb/yd ³
Eau	107	180	116	195	136	230
Ciment	77	130	92	155	208	350
Cendres	172	290	205	345	160	270
Sable	673	1 134	653	1 101	860	1 450
Granulats	1 356	2 285	1 276	2 150	934	1 575
G max	50 mm	2 in	50 mm	2 in	25 mm	1 in
(Nota : G max = Dimension maximale des granulats.)						

La centrale à béton comporte deux malaxeurs à pales de 3 m³ chacun et deux malaxeur à tambour basculant de 6 m³ chacun. Tous ces malaxeurs débitent sur une bande transporteuse unique. Le BCR transporté au-dessus du barrage est déversé dans un camion à benne basculante de 35 tonnes (le parc compte 5 camions). Chaque camion déverse et répand 12 m³ de béton sur une bande,

dam. This was accomplished by designing a paste rich concrete mix to provide bond between each lift of RCC. No special lift joint treatment, such as a bedding mix or surface grouting is necessary.

A high fly ash content (70 % by weight) RCC mix was used to minimize the heat of hydration and at the same time produce a high strength concrete (350 kg/cm² at one year). Actual maximum temperature rise measured in the dam is very close to the 19° C (35° F) temperature rise predicted by adiabatic studies. A 10° C (50° F) maximum placing temperature and night placing were used to control the initial concrete temperature.

Where internal concrete drainage was considered necessary, drains were installed by drilling from the gallery.

Upstream and downstream faces are formed by horizontally slipforming 0.6 m (2 ft) high by an average 0.6 m (2 ft) wide concrete facing element. Slipforming eliminates the need for any other type of forming system to build the dam faces and provides a high quality, durable face for the dam. After slipforming an element on the upstream and downstream faces two 30 cm (1 ft) thick lifts of RCC are spread and compacted between the facing elements. This sequence is then repeated forming a monolithic dam.

Galleries were constructed by slipforming the gallery walls and forming the roof with pipe. This greatly minimized construction delays associated with galleries in RCC dams.

The maximum height of the dam is 87 m (285 ft), the length is 823 m (2 700 ft), and the dam volume is 1 150 000 m³ (1 500 000 yd³).

Two concrete mix designs were used for the RCC. An “ A ” mix was used for main portion of the dam. A “ B ” mix was used in a 3 m (10 ft) wide zone against the facing elements on the upstream face of the dam. These mixes and the facing element mix are given in the following Table.

	“ A ” RCC Mix		“ B ” RCC Mix		Facing Mix	
	kg/m ³	lb/yd ³	kg/m ³	lb/yd ³	kg/m ³	lb/yd ³
Water	107	180	116	195	136	230
Cement	77	130	92	155	208	350
Flyash	172	290	205	345	160	270
Sand	673	1 134	653	1 101	860	1 450
Aggregate	1 356	2 285	1 276	2 150	934	1 575
MSA	50 mm	2 in	50 mm	2 in	25 mm	1 in
MSA is maximum size aggregate.						

The RCC batch plant contains two 3 m³ paddle mixers and two 6 m³ tilting drum mixers. Both sets of mixers discharge onto a single conveyor belt. RCC is conveyed to above the dam surface and dropped into one of five 35 ton end dump trucks. Each truck dumps and spreads 12 m³ of RCC material in lanes, forming the lift. A small laser controlled dozer spreads the RCC material to the thickness necessary to

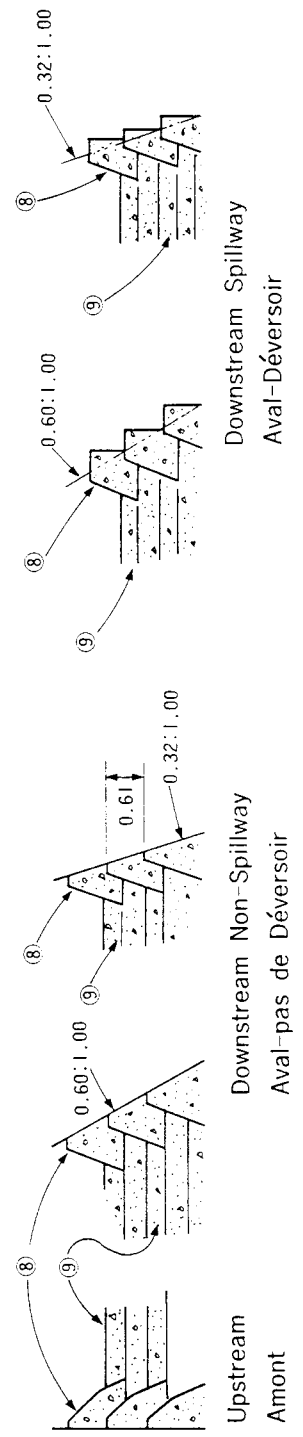
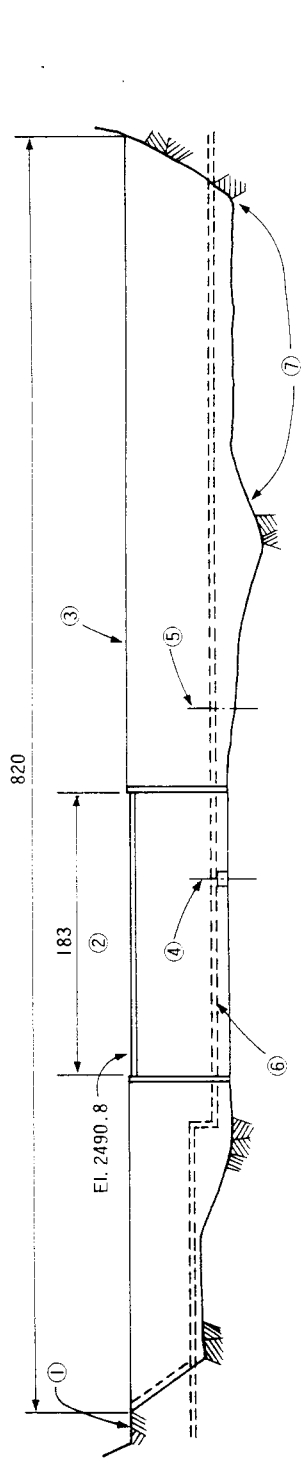
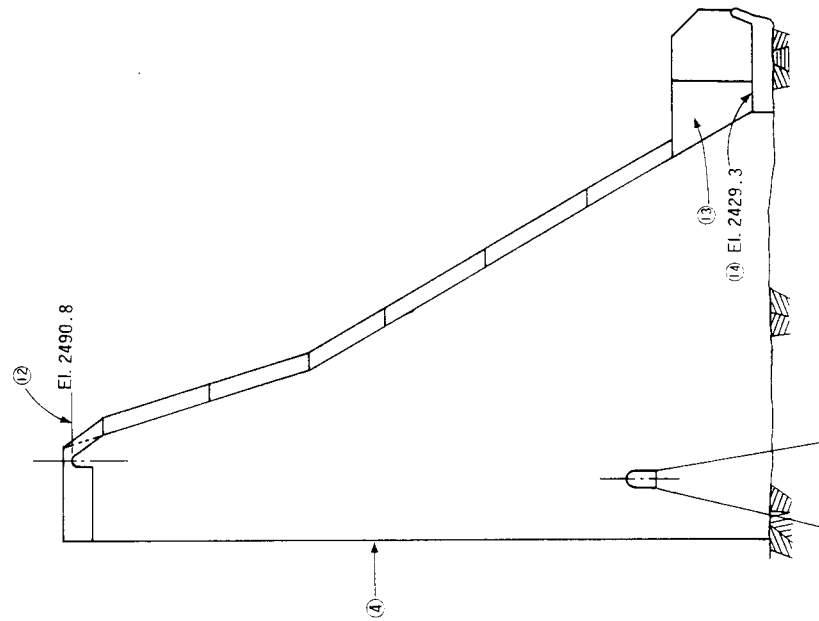


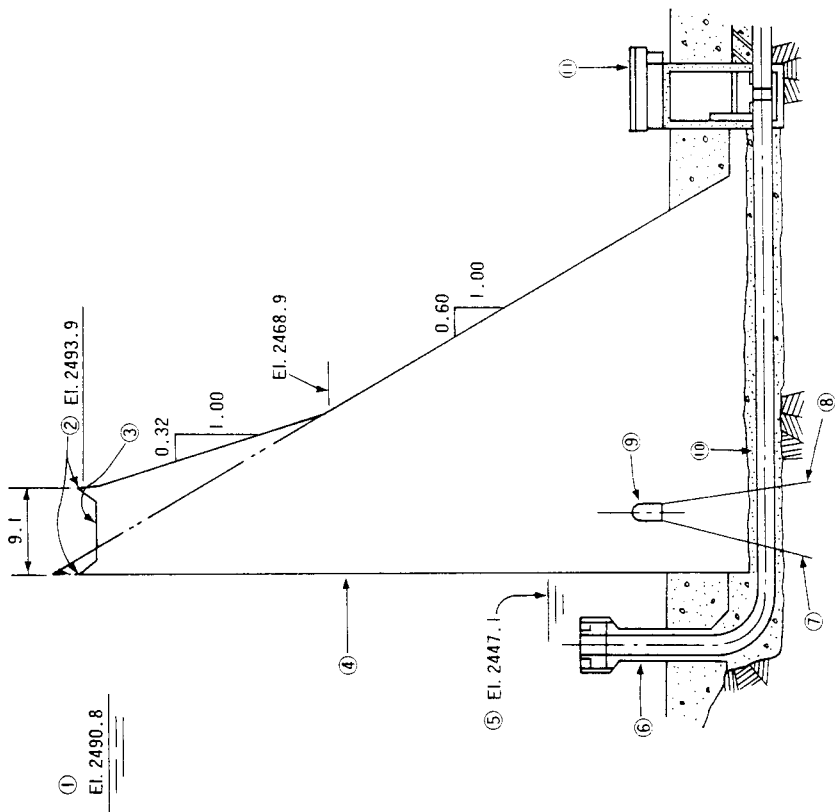
Fig. 9

Barrage de Upper Stillwater (États-Unis) - Élévation aval et éléments de parement.
Upper Stillwater Dam (USA) - Downstream Elevation and Facing Elements.

<i>Élévation aval.</i>		<i>Downstream Elevation.</i>	
(1) Route d'accès à la retenue.		(1) Reservoir access road.	
(2) Évacuateur de crue.		(2) Spillway.	
(3) Sommet du parapet.		(3) Top of parapet.	
(4) Axe de la dérivation.		(4) Centre of diversion.	
(5) Axe de la restitution.		(5) Centre of outlet works.	
(6) Galerie.		(6) Gallery.	
(7) Fond de fouille.		(7) Excavated surface.	
<i>Éléments de parement.</i>		<i>Facing Elements.</i>	
(8) Éléments de parement.		(8) Facing elements.	
(9) BCR (Béton compacté au rouleau).		(9) RCC (Roller Compacted Concrete).	



(B)



(A)

Fig. 10

Barrage de Upper Stillwater (États-Unis).

Coupe transversale le long de l'ouvrage de restitution (A).
Coupe transversale au droit de l'évacuateur de crue (B).

Upper Stillwater Dam (USA).

Section along Outlet Works (A) and Section through Spillway (B).

- | | |
|--|-------------------------------|
| (1) Niveau supérieur de la réserve utile. | (1) Top of active capacity. |
| (2) Sommet du parapet. | (2) Top of parapet. |
| (3) Crête du barrage. | (3) Top of dam. |
| (4) Axe du barrage. | (4) Axis of dam. |
| (5) Niveau supérieur du culot vidangeable. | (5) Top of inactive capacity. |
| (6) Ouvrage de prise d'eau. | (6) Intake structure. |
| (7) Rideau d'injection. | (7) Grout curtain. |
| (8) Rideau de drainage. | (8) Drainage curtain. |
| (9) Galerie. | (9) Gallery. |
| (10) Conduite en acier Ø 1,83. | (10) 1.83 Steel pipe. |
| (11) Chambre de la vanne de garde. | (11) Guard gate structure. |
| (12) Crête du déversoir. | (12) Spillway crest. |
| (13) Mur de soutènement. | (13) Retaining wall. |
| (14) Bassin d'amortissement. | (14) Spillway basin. |

pour constituer la levée. Un petit bulldozer, guidé par laser, régale le BCR sur l'épaisseur voulue pour obtenir, après compactage, une levée de 30 cm (1 pied) d'épaisseur. La levée est complètement compactée après 6 à 8 passes d'un rouleau vibrant Dynapac CC-50 A.

2.3.6. Barrage de Kengkou (RP de Chine)

Le barrage de Kengkou fut achevé en avril 1986 après 6 mois de mise en place de BCR. Sa hauteur maximale est de 56,8 m, sa longueur en crête est de 122,5 m, dont un évacuateur de 37 m équipé de 3 vannes segment de 10 m de largeur et de 6,3 m de hauteur. Le parement amont est vertical, le parement aval présente une inclinaison de 1 V/0,75 H. Le volume total de béton est de 60 000 m³.

Les principales caractéristiques du barrage de Kengkou sont : béton à forte teneur en cendres volantes; absence de joints de retrait verticaux dans le corps du barrage; bétonnage en continu à température limitée; étanchéité assurée par une membrane verticale bitumineuse sur le parement amont.

Étude et projet

Une couche de béton traditionnel présentant une résistance à 90 jours de 150 kg/cm², est placée sur le rocher de fondation. Au-dessus de ce niveau, le barrage est réalisé essentiellement en BCR (73 % environ du volume total) d'une résistance à 28 jours de 100 kg/cm². Pour le parement de l'évacuateur, les piles des pertuis de vannes et les murs guideaux, on utilise un béton armé d'une résistance à 28 jours de 200 kg/cm² ou de 150 kg/cm².

Le parement aval est réalisé en dalles en béton préfabriquées, servant de coffrage perdu. Une membrane bitumineuse de 6 cm d'épaisseur est plaquée sur le parement amont au moyen de panneaux de béton préfabriqués de 0,5 × 2 m.

Compte tenu des résultats d'essais de plus de 1 300 groupes de différentes compositions de béton, on a conclu qu'un béton compacté au rouleau avec une forte teneur en cendres volantes peut présenter des qualités physiques et mécaniques presque identiques à celles d'un béton traditionnel, à l'exception de la faible résistance initiale et de la lenteur du développement de la résistance ultérieure. En effet, le BCR est aussi imperméable que le béton traditionnel; pour un dosage constant en ciment, la résistance à la compression à long terme augmente en fonction de la teneur en cendres volantes. Mais, si la teneur en cendres dépasse 70 %, celles-ci ne peuvent être utilisées que comme matériau de remplissage.

Les granulats sont des tufs broyés. Du sable fabriqué fut principalement utilisé, mais ultérieurement du sable naturel fut également ajouté. Le module de finesse du sable fabriqué oscille entre 2,58 et 3,3, le refus atteignant 10 % et la fraction inférieure à 0,15 mm étant de 10 à 15 %. La fraction fine dans le sable naturel est relativement faible. Ces caractéristiques du sable sont évaluées avec soin pour la détermination de la composition du béton.

Les compositions du béton utilisé pour la réalisation sont précisées dans le Tableau 4 ci-dessous.

produce a lift 30 cm (1 ft) thick after compaction. Complete compaction is obtained after 6 to 8 passes of a Dynapac CC-50 A vibrating roller.

2.3.6. Kengkou Dam (PR of China)

Kengkou Dam was completed in April 1986 following 6 months RCC placement. The maximum dam height is 56.8 m and the crest length is 122.5 m including a spillway section of 37 m with three tainter gates of 10 m width \times 6.3 m height. The upstream face is vertical and the downstream inclination is 1/0.75 (vertical horizontal). The total volume of dam concrete is 60 000 m³.

The chief characteristics of Kengkou Dam are : high fly ash content concrete, no vertical contraction joints in the dam body, continuous concrete casting at low temperature and a vertical asphalt mortar membrane on the upstream face for seepage prevention.

Design and Study

A thickness of normal concrete, with a strength of 150 kgf/cm² at 90 days, was placed on the foundation rock, and the bulk of the dam concrete above this level, about 73 %, was of RCC with a strength of 100 kgf/cm² at 28 days. Reinforced concrete of 200 kgf/cm² and 150 kgf/cm² strength at 28 days was used for the spillway face, gate piers and training walls.

Precast concrete slabs, left in place as part of the dam, were used to form the downstream face. A 6 cm thick asphalt-mortar membrane was placed against the upstream face, using 6 cm thick 0.5 m \times 2 m precast concrete panels as a form.

Based on the test results of more than 1 300 groups of concrete mixtures, it was found that roller compacted concrete with a high content of fly ash can have the nearly same physical and mechanical properties as normal concrete, except for low initial compressive strength and slow development of strength. It is as impervious as normal concrete. With a fixed cement content, the long term compressive strength increases with increasing fly ash content. But when the fly ash content exceeds 70 %, it can only serve as a filling material.

Crushed tuff was used as aggregate.

Manufactured sand was mainly used, but later natural sand was also added. The fineness modulus of the manufactured sand fluctuated between 2.58 and 3.3, with the percentage of oversized material reaching 10 % and fine material smaller than 0.15 mm being 10-15 %. The amount of fine material in the natural sand was quite small. These characteristics of the sand were carefully taken into consideration in determining the mix proportion of concrete.

The mix proportions used in construction are shown on Table 4 below.

Tableau 4
COMPOSITIONS DU BCR DU BARRAGE DE KENGKOU

Béton	Ingrédients (kg/m ³)						Rc à 90 j (kg/cm ²)
	Ciment	Cendres	Eau	Sable	Granulats	Adjuvant (réducteur d'eau)	
S - 1 (sable fabriqué)	60	80	98	798	1 370	0,28	198
S - 2 (sable naturel)	60	120	104	617	1 471	0,36	168

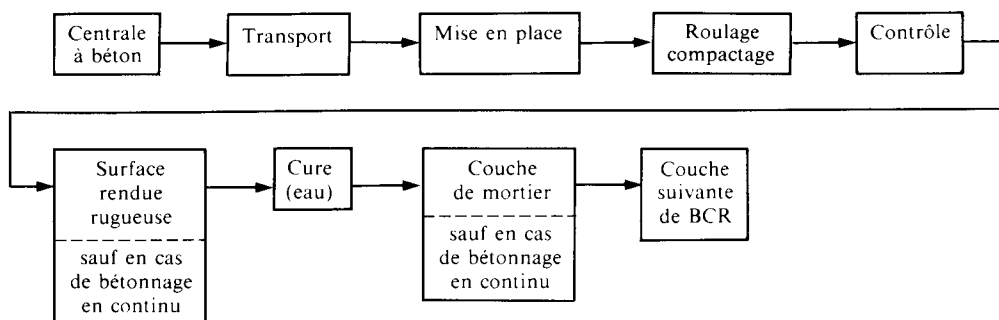
Chantier

Le matériel de chantier comprend essentiellement :

- centrale à béton (2 malaxeurs de 1 m³ chacun);
- 3 camions à benne basculante de 8 t chacun pour le transport du béton;
- bulldozer PCD-50;
- rouleau vibrant BW-200 E pour le compactage du béton de masse intérieur;
- rouleau vibrant BW-75 E pour le compactage du béton au voisinage de la surface du barrage.

Après fabrication, le béton est transporté directement par camions, sur cinq pistes aménagées à différents niveaux sur la rive gauche.

Le déroulement des opérations est schématisé dans l'organigramme suivant :



Après des essais de compactage au rouleau, la durée nette de malaxage fut fixée à 150 s, l'ordre d'introduction des ingrédients dans le malaxeur étant le suivant : eau, granulats, ciment et sable. La valeur mesurée au cône pour ce BCR était de 15 ± 8 s.

Dix passes du rouleau vibrant sur une couche de 50 cm donne le compactage voulu.

Afin d'obtenir une bonne adhérence entre levées, la méthode de traitement suivante est adoptée : pour une température ambiante comprise entre 13 et 14 °C :

- pour un délai de moins de 16 heures avant application de la couche suivante : aucun traitement;

Table 4
KENGKOU ROLLER COMPACTED CONCRETE MIX PROPORTIONS

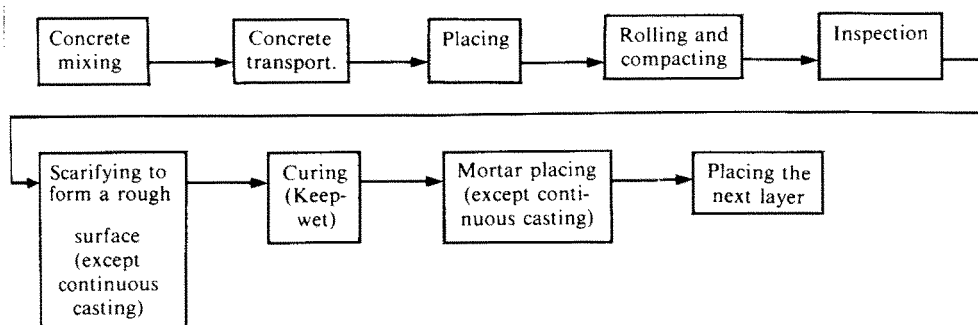
Mix	Material content (kg/m ³)						Compressive strength at 90 day (kgf/cm ²)
	cement	fly ash	water	sand	coarse aggregate	water reducing admixture	
S - 1 Manufactured sand ..	60	80	98	798	1 370	0.28	198
S - 2 Natural sand	60	120	104	617	1 471	0.36	168

Construction

The main equipment used was : a batching plant with 2 × 1 m³ mixers, three 8 ton dump trucks for concrete transportation, a PCD-50 Bulldozer, a BW-200 E vibratory roller (for compacting internal massive concrete) and a BW-75 E vibratory roller for compacting concrete near the surface area of dam.

Mixed concrete was transported directly by trucks to the dam by five roads of different elevations on the left abutment.

The construction was carried out in accordance with the following Construction Process Chart.



Through concrete rolling tests, net mixing time was set at 150 second and the sequence of putting materials into mixer was water, aggregate, then cement and sand. Controlled VC value for roller compacted concrete was 15 ± 8 seconds.

10 passes of the vibrating roller on a 50 cm thick layer obtained the desired compaction.

The following treatment of the joint between layers were adopted to obtain a good bond :

When the ambient temperature was between 13-14° C, there was no treatment of the layer surface if the time interval between layers was less than 16 hours. If the

- pour un délai compris entre 16 et 24 heures : application d'une couche de mortier de 1,5 cm d'épaisseur;
- pour un délai supérieur à 24 heures : scarification de la surface pour la rendre rugueuse, nettoyage à l'eau, puis application du mortier.

Quelques carottages ont démontré l'efficacité de ces méthodes pour obtenir les résultats souhaités. Jusqu'à ce jour, on n'a observé aucune fissure dans le barrage. Cependant, on prévoit des observations à long terme destinées à vérifier la pérennité du béton et l'efficacité de la membrane d'étanchéité.

Analyse des coûts

Le prix unitaire du BCR, pris seul, correspond à 90 % de celui du béton normal. Cependant, le prix global du BCR ne correspond plus qu'à 88 % de celui-ci.

Pour l'aménagement du barrage de Kengkou, y compris les ouvrages annexes et les installations de chantier, mais sans compter la réalisation des ouvrages de dérivation, l'investissement total est de $7,086 \times 10^6$ yuan RMB. Ce prix est inférieur de 16,45 % à celui correspondant à un barrage en béton normal, c'est-à-dire : $8,2517 \times 10^6$ yuan RMB dans les mêmes conditions.

Tableau 5
COMPARAISON DES PRIX UNITAIRES GLOBAUX

Type de béton	Béton compacté au rouleau	Béton normal
Prix unitaire (Yuan RMB/m ³)	51,765	58,589

2.4. REMARQUES COMPLÉMENTAIRES

Au 15^e Congrès CIGB tenu à Lausanne, en 1985, neuf rapports sur le béton compacté au rouleau furent présentés. La plupart d'entre eux, toutefois, traitent de travaux de laboratoire ou d'observations sur des digues d'essai plutôt que d'observations faites durant la construction réelle.

M. Robert E. Philleo (USA), Rapporteur Général de la Question 57, a résumé comme suit le contenu des rapports susmentionnés :

1. Nécessité de joints transversaux dans le béton.
2. Traitement des parements amont et aval.
3. Conception de l'évacuateur de crue.
4. Épaisseur des levées.
5. Utilisation de couches de liaison.
6. Temps s'écoulant entre les levées.
7. Dimension et granulométrie des granulats.
8. Composition du béton.
9. Degré de compactage.
10. Dispositif de drainage interne.

time interval was between 16-24 hours, the layer surface was covered with a 1.5 cm thick mortar. If it was over 24 hours, the layer surface was scarified to form a rough surface and then washed, followed by covering with mortar.

A few core samples indicated that these methods achieved the expected results. No cracks have been discovered in the dam so far. However, further observations of concrete durability and the effectiveness of the seepage prevention membrane will be carried out in the long term.

Cost Analysis

The unit price of RCC alone was 90 % of that of normal concrete. However, the overall unit price of roller compacted concrete is 88 % of that of normal concrete.

The total investment for Kengkou roller compacted concrete dam, including other associated appurtenant and temporary works (except construction diversion works) was 7.086×10^6 RMB yuan. This is 16.45 % less than that for a normal concrete dam of 8.2517×10^6 RMB yuan under the same conditions.

Table 5
COMPARISON OF OVERALL UNIT PRICE

Concrete varieties	Roller compacted concrete	Normal concrete
Unit price (RMB yuan/m ³)	51.765	58.589

2.4. ADDITIONAL REMARKS

At the 15th Congress held in Lausanne in 1985, nine papers concerning Roller Compacted Concrete were submitted. Most of them, however, deal with laboratory work or observation of test fills rather than the observations made during actual construction.

Mr. Robert E. Philleo (USA), General Reporter for Question 57, has summarized the contents of the above papers as follows :

1. Need for transverse concrete joints.
2. Upstream and downstream treatment.
3. Spillway design.
4. Layer thickness.
5. Use of bedding layers.
6. Elapsed time between layers.
7. Aggregate size and grading.
8. Concrete proportions.
9. Amount of compaction.
10. Intercepting internal drainage.

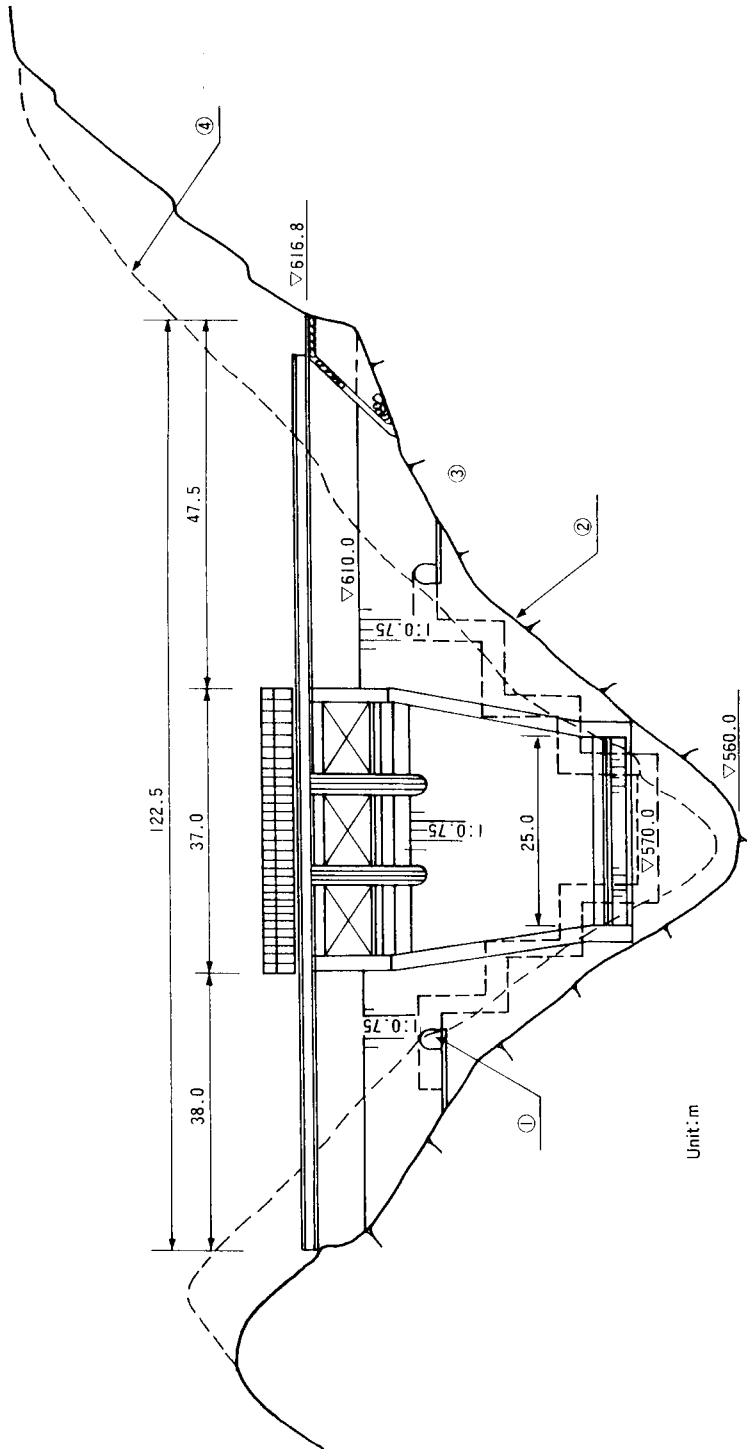


Fig. 11

Barrage de Kengkou (Chine) - Élévation aval.
 Kengkou Dam (PR of China) - Downstream Elevation.

- (1) Entrée de galerie.
 - (2) Fond de fouille.
 - (3) Tuf (volcanique).
 - (4) Terrain naturel.
- (1) Gallery entrance.
 - (2) Excavated surface.
 - (3) Tuff.
 - (4) Original ground surface.

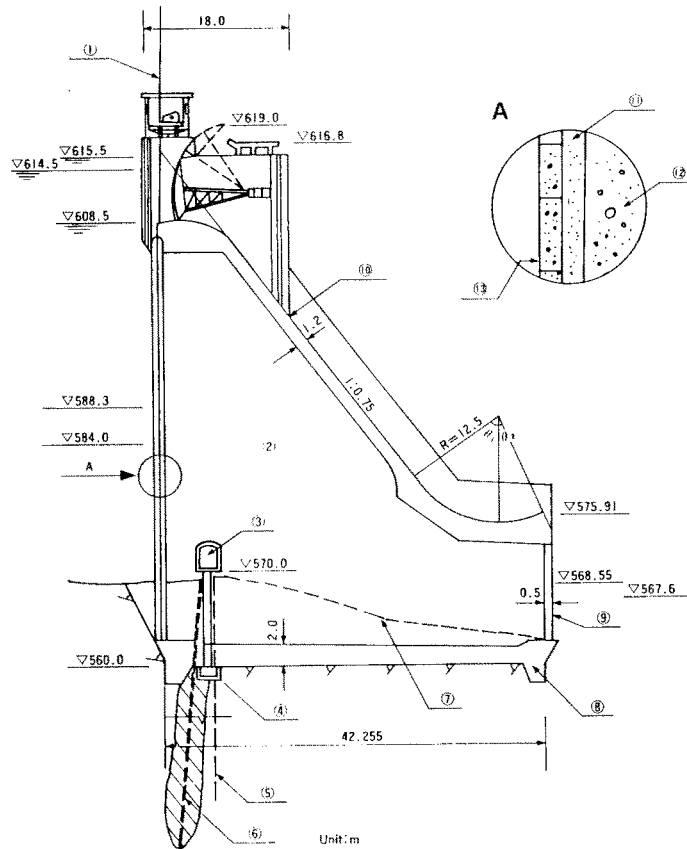


Fig. 12

Barrage de Kengkou (Chine) - Coupe type de l'évacuateur de crue.
Kengkou Dam (PR of China) - Typical Cross Section through Spillway.

- | | |
|--|--|
| (1) Axe du barrage. | (1) Dam axis. |
| (2) Béton compacté au rouleau (BCR). | (2) RCC. |
| (3) Galerie. | (3) Gallery. |
| (4) Puits de collecte des eaux. | (4) Water gathering well. |
| (5) Forage de drainage. | (5) Drainage hole. |
| (6) Forage de l'écran d'injection. | (6) Curtain grout hole. |
| (7) Terrain naturel. | (7) Original ground surface. |
| (8) Béton normal. | (8) Normal concrete. |
| (9) Dalle de béton préfabriquée. | (9) Precast concrete slab. |
| (10) Béton armé. | (10) Reinforced concrete. |
| (11) Mortier bitumineux. | (11) Asphaltic mortar. |
| (12) Béton compacté au rouleau (BCR). | (12) RCC. |
| (13) Dalle de béton préfabriquée. | (13) Precast concrete slab. |
| (14) $\theta_1 = 53^\circ 13'$, $\theta_2 = 22^\circ$. | (14) $\theta_1 = 53^\circ 13'$, $\theta_2 = 22^\circ$. |

Les points précités revêtent tous une grande importance dans la construction BCR. Le fait que divers avis sont donnés sur ces points dans les rapports montre qu'il reste beaucoup de progrès à faire dans ce domaine.

A partir d'expériences tirées de barrages BCR récemment terminés et de quelques barrages en construction, on note qu'un effort particulier est fait pour augmenter l'imperméabilité du barrage, principalement :

- en utilisant du béton classique dans la zone proche du parement amont;
- en utilisant un béton comprenant une proportion élevée de pâte;
- en augmentant l'étanchéité des joints horizontaux par des dispositions spéciales.

A partir des études de barrages japonais terminés, il apparaît que la méthode japonaise RCD a abordé de façon approfondie les problèmes susmentionnés et que des solutions ont été trouvées. Tous les barrages en BCR actuellement terminés au Japon comportent une mince zone de béton classique sur le parement amont. Un béton à teneur relativement élevée en ciment a été utilisé, ainsi qu'une couche spéciale sur les joints avant mise en place des levées suivantes. Cependant, ces solutions, quoique relativement performantes sur le plan technique, peuvent amener une augmentation des prix et des délais de réalisation.

A ce sujet, la méthode utilisée pour la construction du barrage de Elk Creek peut être intéressante.

Au barrage de Elk Creek (USA, Oregon, en construction), de 76 m (249 pieds) de hauteur et de 785 m (2 586 pieds) de longueur, avec un volume de 764 000 m³ (1 000 000 yd³), les dispositions suivantes seront prises :

- a) utilisation de béton classique pour la zone amont;
- b) dosage en ciment du béton de la zone interne :
 - ciment : 70 kg/m³ (118 lb/yd³),
 - cendres volantes : 33 kg/m³ (56 lb/yd³);
- c) application de mortier sur la surface des levées;
- d) incorporation de 10 jeux de joints verticaux de retrait;
- e) quatre malaxeurs du type « malaxeur à argile » et un ensemble de tapis transporteurs seront installés pour la fabrication et le transport du béton.

Le bétonnage, dont le début est prévu pour novembre 1987, doit s'achever en juin 1988.

Divers travaux de recherches effectués au Royaume-Uni depuis 1970 ont porté sur l'étude approfondie des problèmes susmentionnés.

La mise au point de la composition du BCR doit viser à rendre optimales ses caractéristiques et une des principales exigences est l'obtention d'un volume suffisant de pâte pour remplir les vides entre granulats et principalement les vides dans les granulats fins.

Toutes les propriétés sont influencées par le degré de remplissage de ces vides, mais deux caractéristiques y sont particulièrement sensibles : la perméabilité et la liaison entre les couches successives du BCR. Ces deux facteurs revêtent une importance primordiale lorsque le BCR constitue le cœur du barrage, bien que la perméabilité soit un facteur moins important lorsque le parement amont comporte un masque d'étanchéité.

The above are important aspects of Roller Compacted Concrete construction. The fact that many varied opinions were given in these papers with regard to these aspects is a proof that there is plenty of room for further improvements.

From the experience with some recently completed RCC dams and some which are currently under construction, it has been observed that a special effort is being made to increase the impermeability of the dam mainly by :

- Use of conventional concrete in a zone near the upstream face,
- Use of high paste concrete, and
- Increasing the watertightness of the horizontal joints by special considerations.

It appears, from the study of already completed dams in Japan, that the Japanese method, RCD, has to a considerable degree addressed, and found a solution to, the above problems. All RCD dams in Japan completed to date, have used a thin zone of conventional concrete at the upstream face. They have used a relatively high cement content concrete, and have also used special bedding on the joints before placing of next layers. These solutions however, although technically sophisticated, may result in increased costs and longer construction times.

Concerning the above, the construction method in Elk Creek dam might be interesting.

At Elk Creek Dam (USA, Oregon, under construction) which is 76 m (249 ft) high and 785 m (2 586 ft) long and has a concrete volume of 764 000 m³ (1 000 000 yard³), the following measures will be taken :

- a) Conventional concrete is applied for upstream portion.
- b) Cement content in interior concrete :
 - Cement 70 kg/m³ (118 lb/yard³).
 - Fly ash 33 kg/m³ (56 lb/yard³).
- c) Mortar is spread between each horizontal lift.
- d) Total 10 sets of vertical contraction joints are provided.
- e) Four pug mills and a series of conveyors will be installed for concrete production and transportation.

The RCC work is scheduled to start in November 1987, and be complete in June 1988.

The above problems have also been studied to a large degree in various research work conducted in the United Kingdom since the early 1970's :

The aim of the mix design is to optimise the characteristics of roller concrete and one of the main requirements is the achievement of a sufficient volume of paste to fill the voids between the aggregate particles and particularly the voids in the fine aggregate. All the properties are influenced by the degree to which the voids are filled, but two characteristics which are particularly sensitive are the permeability and the bond obtained between successive layers of rolled concrete. These two factors are of prime importance for rolled concrete if it is used as the hearting for a dam, although permeability will be less significant when waterproof membranes are provided on the upstream side.

Une pâte appropriée est également nécessaire pour assurer une liaison satisfaisante entre les couches successives. Des travaux effectués aux États-Unis par la TVA pendant des essais à Tims Ford en 1971 et dans leurs laboratoires de Singleton en 1975 ont montré l'obligation d'avoir un volume de pâte suffisant dans le béton compacté au rouleau et que, sans cela, une « couche de liaison » était nécessaire entre les couches. La mise en place de béton compacté au rouleau dans les fondations de la centrale de Bellefonte (Alabama), en 1976, a confirmé qu'une insuffisance de pâte de ciment entraînait une mauvaise liaison entre les couches.

M. M. R. H. Dunstan a classé les 14 barrages en BCR déjà achevés ou à un stade avancé de construction suivant les trois catégories suivantes :

- 1) Barrages en BCR maigre, dont un exemple est Willow Creek.
- 2) La méthode RCD mise au point par les Japonais, dont un exemple est Shimajigawa.
- 3) Le barrage en BCR, à teneur élevée en pâte, dont un exemple est Upper Stillwater.

Par rapport à cette classification, il y a des variantes possibles du point de vue projet : la catégorie principale est le type BCR résultant de l'expérience des remblais en sol-ciment, l'autre catégorie est le barrage RCD basé sur la conception des barrages en béton classique.

La conception du BCR peut être subdivisée en :

- a) type en béton maigre;
- b) type à haute teneur en pâte.

Les caractéristiques principales des barrages BCR et RCD sont données dans le tableau ci-après.

CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES BARRAGES BCR ET RCD

	Hauteur Longueur en crête m	Granulats			Eau kg/m ³	Ciment kg/m ³	Cendre volante kg/m ³	C + V kg/m ³	V:C + V %	Résistance à la compression à 90 j kg/cm ²
		Dimension max. mm	Gros gra- nulats kg/m ³	Sable kg/m ³						
Willow Creek	66 518	76			77	47	19	66	29	laboratoire 74
Upper Stillwater	87 823	50	1 356	673	107	77	172	249	70	à 1 an 350
Shimajigawa	89 240	80	1 476	749	105	84	36	120	30	échantillon de contrôle 256
Tamagawa	100 442	150	1 544	657	95	91	39	130	30	centrale à béton 240-300

Adequate paste is also necessary to achieve satisfactory bond between successive layers. Work in the USA by TVA during trials at Tims Ford in 1971 and at their Singleton Laboratories in 1975 suggested there was a need for a significant volume of paste in rolled concrete and that otherwise a " bedding mix " was necessary between layers. The laying of rolled concrete in the foundations at the Bellefonte Power Station, Alabama in 1976 confirmed that a shortage of cement paste causes poor bond between layers.

Mr. M. R. H. Dunstan has classified the 14 roller compacted concrete dams already completed, or in advanced state of construction into the following three categories;

1. Lean RCC dams, an example of which is Willow Creek.
2. The RCD method developed by the Japanese, an example of which is Shimajigawa.
3. The high paste content RCC dam, an example of which is Upper Stillwater.

In relation to this classification there are possible alternatives if viewed from the point of view of design philosophy, the main categories being the RCC type arising from soil cement embankment experience, and RCD based on the design concept of conventional concrete dams.

RCC design may be sub-divided into :

- a) Lean cement type;
- b) High paste type.

The main features of RCC and RCD dams are as tabulated below.

MAIN FEATURES OF RCC AND RCD

	Height crest length m	Aggregate			Water kg m ³	Cement kg m ³	Fly ash kg m ³	C + F kg/m ³	F. C + F %	Compressive strength (90 days) kg. cm ²
		max. size mm	coarse kg m ³	sand kg m ³						
Willow Creek	66 518	76			77	47	19	66	29	laboratory 74
Upper Stillwater	87 823	50	1356	673	107	77	172	249	70	at one year 350
Shimajigawa	89 240	80	1476	749	105	84	36	120	30	Control specimen 256
Tamagawa	100 442	150	1544	657	95	91	39	130	30	batching plant 240-300

	Compactage	Épais- seurs des levées mm	Intervalle de temps entre chaque levée	Préparation de la surface des levées	Couche de liaison	Joint vertical de retrait	Liaison du joint horizontal
Willow Creek	Rouleau vibrant (9,5 t) 4 passes	300	continu		aucune	aucun	
Upper Stillwater		300	continu	(aspiration)	aucune	aucun	moins de 18 heures → liaison. Entre 18 et 48 heures → faible liaison. Après 48 heures → liaison mais faible résistance.
Shimajigawa	Rouleau vibrant (7 t) Nombre de passes sans vibration : 2 vibration totale : 13	700	3 jours	section fraîche (jet d'eau, balayage)	mortier	tous les 15 m	parfaite (observée)
Tamagawa	Rouleau vibrant (7 t - 12 passes) rouleau sur pneus (26 t - 6 passes)	750 (1 000)	3 jours	section fraîche (jet d'eau, balayage)	mortier	tous les 15 m (section de l'évacuateur de crue : 18 m)	parfaite (observée)

En ce qui concerne les parements amont et aval, des dalles horizontales constituées par des coffrages glissants furent mises au point avec succès, sur une digue d'essai, pour le barrage Wimbleball au Royaume-Uni.

Au barrage Upper Stillwater (USA), on a utilisé du béton avec forte proportion de pâte, ainsi que la technique des bordures constituées par des coffrages glissants pour les parements amont et aval.

Un des principaux avantages du BCR, confirmé du reste par l'exécution récente de barrages, est la construction très rapide de tels barrages.

« Certains ingénieurs, notamment en France, pensent qu'un barrage en " terre stabilisée " associée aux méthodes utilisées pour le BCR devrait comporter une barrière imperméable interne ou sur le parement amont, permettant ainsi au corps du barrage de se comporter comme un remblai perméable. »

En relation avec la mise au point du BCR et du RCD, l'économie du coût de la construction des barrages a été examinée, non seulement dans le cas de l'utilisation de ces méthodes uniquement, mais aussi lorsqu'elles sont associées à d'autres types de barrages; par exemple, dans le cadre de la « Question D » étudiée par le Comité de la Technologie de Construction des Barrages, la possibilité de faire des économies en adoptant des déversoirs dans la partie centrale des barrages en remblai au lieu d'évacuateurs de crue latéraux a été discutée.

Le développement du BCR/RCD rendra possibles de futures solutions économiques dans de nombreux sites de barrages.

	Compaction	Lift thickness mm.	Time interval between each lift	Lift surface preparation	Bedding layer	Vertical contraction joint	Horizontal joint bond
Willow Creek	Vibratory roller (9.5 t) 4 passes	300	continuous		no	no	
Upper Stillwater		300	continuous	(vacuum)	no	no	within 18 hrs → bonded. Between 18-48 hrs → weak bonded. After 48 hrs → bonded but less strength
Shimajigawa	Vibratory roller (7 t) No of passes, no vibration = 2 full vibration = 13	700	3 days	green cut (water jet, road sweeper)	mortar	every 15 m	(actual) perfect
Tamagawa	Vibratory roller (7 t) 12 passes Pneumatic roller (26 t) 6 passes	750 (1000)	3 days	green cut (water jet, road sweeper)	mortar	every 15 m (spillway section 18 m)	(actual) perfect

With regard to the upstream and downstream facings, horizontal slipform pavers were developed and successfully demonstrated in a testfill made for the Wimbleball Dam in the United Kingdom.

The concept of high paste content and the technique of horizontal slipform kerbs for forming the upstream and downstream faces have been used at the Upper Stillwater dam in the United States.

One of the most important advantages of RCC, as confirmed further by recently completed dams, is the extremely high speed and short time required for construction of such dams.

“ Some engineers, especially in France, consider that a ‘ soil ’ RCC dam should allow for an impervious barrier within the dam body or on its upstream face, and therefore allow the rest of the dam to behave as a pervious fill. ”

In accordance with the development of RCC and RCD, cost saving in dam construction has been studied not only by the use of these methods singly, but also by combined applications with other types of dams; for example, in “ Question D ” in the Committee on Technology of Dam Construction the possibility of cost savings by adopting center overflow spillways instead of side spillways in fill dams has been discussed.

Development of RCC/RCD will open up the possibility of future economical solutions in many dam sites.

3. BARRAGES EN REMBLAI

3.1. GÉNÉRALITÉS

La construction des barrages en remblai a une longue histoire. Cependant, l'utilisation des rouleaux vibrants pour cette construction s'est progressivement développée après qu'ils furent utilisés pour la première fois, en 1946, pour compacter des terres lors de travaux routiers. Dans les années 1960, comme de nouveaux matériels de construction devenaient disponibles, la méthode de construction des remblais a progressivement changé. Alors que dans le passé les zones en enrochement étaient construites par déversement des matériaux sans compactage, ou compactage par la circulation des engins de chantier, ou arrosage d'eau, la pratique courante est maintenant d'épandre les matériaux en couches et de les compacter au moyen de rouleaux lisses vibrants. Cette méthode a considérablement réduit les tassements pendant et après construction, même avec des matériaux rocheux de faible qualité et de petites dimensions (voir, par exemple, « Valeurs des déformations mesurées sur 23 barrages à masque amont, construits entre 1876 et 1970 », extrait de Soydemir et Kjaernsli, reproduit sur la Fig. 5 du Rapport Général de A. D. M. Penman, 14^e Congrès de la CIGB.

Par la suite, grâce aux progrès réalisés dans les mesures, les méthodes de collecte et d'analyse des résultats, la construction de barrages en remblai de plus grande hauteur est devenue une pratique courante dans le monde.

En plus de cette généralisation de la construction mécanisée, l'utilisation actuelle d'appareils électroniques a amélioré le rendement des travaux de construction des barrages en remblai.

Les applications des appareils électroniques à la construction des barrages en remblai peuvent se diviser en deux catégories :

- 1) Dispatching du matériel lourd de transport au moyen d'un dispositif électronique.
- 2) Utilisation de l'ordinateur pour les mesures *in situ* et les travaux de bureau.

Le nombre de grands barrages en remblai avec masque amont, en particulier avec masque en béton, a augmenté au cours de ces dernières années. Ces réalisations s'appuient sur l'obtention de faibles tassements et de résistances élevées grâce à un matériel de construction de grand rendement et, d'autre part, de la précision et de l'efficacité du contrôle de la construction au moyen d'appareils électroniques.

Des matériaux synthétiques récemment mis au point sont maintenant utilisés pour constituer des masques d'étanchéité et des filtres pour les barrages en remblai. Dans certains cas, ces nouvelles utilisations rendent possible la construction des barrages en remblai même si les conditions sont défavorables.

Les chapitres ci-après donnent des exemples de la nouvelle technologie de construction des barrages en remblai, se rattachant aux conceptions susmentionnées.

3. FILL DAMS

3.1. GENERAL

Fill dams have a long history of construction. However the use of vibrating rollers for fill dam construction developed gradually after they were first used in 1946 in England to compact soil materials in road works. In the 1960's as various new types of construction equipment became available, the method of constructing embankments has gradually changed. Whereas in the past rock zones were constructed by dumping without compaction or compacted by trafficking or hydraulic sluicing, current practice is to spread the material into layers and compact using vibrating smooth drum rollers. This practice has substantially reduced settlement during and post construction, even with weaker and finer rock particles (e.g. " Values of the measured deformation of 23 upstream membrane dams built between 1876 and 1970 ", reproduced from Soydemir and Kjaernsli by A. D. M. Penman in Fig. 5 on page 1162 of his General Report of the 14th ICOLD Congress Transactions).

Subsequently along with developments in measurement, data collection and analysing systems, the construction of large high fill dams throughout the world has become common.

Added to the development of mechanical equipment, nowadays electronic instruments are used and the construction works of fill dams have become more efficient.

The applications of electronic instruments to the construction of fill dams can be divided into the following two parts.

- 1) Electronic control in dispatching heavy hauling equipment.
- 2) Field measurements and office works by electronic computer.

Many large fill dams with upstream membranes, especially of the concrete-faced variety, have been constructed recently in increasing numbers. These are based on the successful achievement of smaller settlements and high strength produced by large capacity mechanical construction equipment and supported by accurate and effective control of construction utilizing electronic instruments.

Newly developed synthetic materials have become applicable for use as impervious membranes and filters of fill dams. In some cases these new applications have made it feasible to construct fill dams even in unfavourable conditions.

Examples of the new technology in fill dam construction in accordance with the above mentioned concepts are described in the following chapters.

3.2. APPLICATION DES APPAREILS ÉLECTRONIQUES

3.2.1. Dispatching du matériel lourd de transport au moyen d'un dispositif électronique

Il est très important, au cours de la construction d'un grand barrage en remblai, que les quantités importantes d'enrochement, de filtre et de matériaux de noyau soient transportées rapidement au site du barrage et que les volumes mis en place soient connus presque immédiatement.

1) *Barrage La Grande 3 (Canada)*

Il est signalé qu'au barrage La Grande 3 construit au Québec, Canada, la productivité fut améliorée de 10 % par suite du contrôle, par ordinateur, des opérations de transport. L'aménagement consistait à construire, sur la rivière La Grande, une digue en enrochement et deux digues de col, d'un volume total de 24,5 millions de mètres cubes, avec mise en place annuelle d'un volume maximal de 7,5 millions de mètres cubes. Afin de suivre le programme de construction, il était nécessaire d'exploiter efficacement le matériel de transport. En cours de construction, le moindre incident pouvait désorganiser les activités sur tout le chantier et réduire la productivité; aussi un système utilisant un ordinateur et donnant, à partir d'un centre d'opération, des instructions pour l'exploitation optimale des camions fut-il adopté. Les grandes lignes de ce dispositif sont données ci-après.

Le conducteur de camion, par transmission digitale, depuis divers points stratégiques, indique à l'ordinateur si le camion est chargé ou vide et la position de celui-ci. L'ordinateur précise au « dispatcheur », sur écran, l'itinéraire optimal et la destination. A son tour, le « dispatcheur » donne, par radio, ces éléments au conducteur de camion. En outre, tout est organisé pour faire face aux accidents, ou changements de conditions atmosphériques, etc. Ainsi, la productivité fut augmentée de 10 % et il fut possible de réduire les coûts de transport de 20 %. De bons résultats furent également obtenus dans la gestion de la main-d'œuvre.

2) *Barrages Miho et Sagae (Japon)*

Le dispositif électronique appliqué au « dispatching » du matériel lourd de transport sur ces deux sites comporte trois types :

a) *Appareils montés sur le véhicule*

Dans la cabine du conducteur de chaque camion à benne basculante, un émetteur de rayons lumineux fixé solidement à la vitre gauche, et une lampe indicatrice de chargement au-dessus du siège du conducteur.

b) *Terminal de contrôle*

Un appareillage destiné à recevoir les signaux provenant de l'émetteur précité, et composé d'un récepteur de rayons lumineux, d'un appareil de mesure de la charge d'essieu, d'une imprimante et d'une lampe témoin de détection.

c) *Installation centrale*

Un appareillage relié au terminal de contrôle par câble de télécommunication; les données envoyées depuis le terminal de contrôle sont traitées par ordinateur, avec sortie des résultats sur imprimante.

3.2. APPLICATION OF ELECTRONIC INSTRUMENTS

3.2.1. Electronic Control in Dispatching Heavy Hauling Equipment

It is very important in constructing a large fill dam that large quantities of rock, filter, and core materials are transported quickly to the dam site and that data on the volume placed is available almost immediately.

1) *La Grande 3 Dam (Canada)*

It is reported that at La Grande 3 Dam constructed in Quebec, Canada, productivity was improved 10 % through control of the hauling operation by computer. The project consisted of constructing one rockfill dam and two saddle dams on the La Grande River with a total volume of $24.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ and maximum annual embankment volume of $7.5 \times 10^6 \text{ m}^3$. It was necessary for haulin equipment to be efficiently operated in order to maintain the construction schedule. During operation a small accident in the field will often disrupt activities throughout the site and lead to reduction in productivity. Therefore a system of issuing directions for optimum operation of trucks from a central point using a computer was adopted. The outline of the system is described below.

The truck operator, by digital transmission, relays to the computer from various strategic points information on whether his truck is laden or not, and the location of the truck. The computer indicates to the dispatcher the optimum route and destination on the screen. The dispatcher in turn instructs the trucks operator regarding the above by radio.

Furthermore, it is set up so that any accident or change in weather, etc., can be coped with. Productivity was increased 10 % by this system and it was possible to reduce hauling costs by 20 %. Good results were also obtained in managing workers.

2) *Miho Dam and Sagae Dam (Japan)*

The electronic control system of dispatching heavy hauling equipment at these two sites is divided into three types as follows :

a) *Vehicle Mounted Equipment*

Apparatus consisting of a light-emitting device attached securely to left-side window glass, and a load indicator lamp above the driver's seat were set in the operator's cab of each dump truck.

b) *Terminal Control Equipment*

The equipment for receiving signals from the light-emitting device, consisted of a light-emitting receiver, axle-load meter, printer and detection confirmation lamp.

c) *Central Equipment*

An apparatus connected with terminal control equipment by telecommunication cable; data sent from the terminal control equipment are compiled by electronic computer, with output made by line printer.

En adoptant ce dispositif, les camions sont automatiquement pesés durant le transport, des données très diverses sont transmises à l'ordinateur central et leur dépouillement exécuté immédiatement. Les avantages suivants sont ainsi obtenus :

- i) Réduction de la main-d'œuvre pour l'inspection et la réception des travaux, pour la collecte et l'analyse statistique des données.
- ii) Exploitation efficace des camions.
- iii) Amélioration de la précision de l'inspection et de la réception.
- iv) Contrôle précis du programme des travaux du fait que la quantité de remblai mis en place est connue très tôt.
- v) Sécurité des travailleurs assurée.

En vue d'accomplir sans à-coups la totalité des travaux, il est, en effet, utile d'avoir, à tout moment, un tableau clair de l'avancement des travaux de construction, en exerçant un contrôle continu du poids des matériaux transportés. Ceci s'applique aussi à la réception rapide des mesures effectuées sur le chantier, qui font l'objet du paragraphe suivant.

3.2.2. Utilisation de l'ordinateur pour les mesures sur le chantier et les travaux de bureau

Au barrage Sagae (Japon), de 115 m de hauteur et d'un volume de 10 millions de mètres cubes, différents types d'ordinateur furent utilisés pour la conduite des travaux et l'exécution des calculs. Lorsque les calculs exigent des ordinateurs puissants, un ordinateur situé au siège social de Tokyo est mis en service, une ligne téléphonique reliant ce siège au bureau de chantier.

Les principaux travaux sur ordinateur sont les suivants :

1) *Programme des travaux*

Avant le début du chantier, plusieurs programmes de travaux furent établis, tenant compte de divers types de conditions et de qualités requises, telles que les nombres et capacités des engins de transport, les conditions de circulation sur les pistes du chantier, les contraintes imposées à la vitesse de montée des remblais, les liaisons avec les travaux d'injection et autres travaux, etc. Un programme optimal fut sélectionné parmi ces divers projets.

2) *Mesures*

Un enregistreur électronique est relié à un tachéomètre. A l'aide du tachéomètre, on mesure les distances horizontales et les dénivelées avec une bonne précision et en une seule opération (mise en œuvre plus simple qu'avec un théodolite et un niveau), toutes ces données étant stockées par l'enregistreur. Avec ces données, divers calculs (surface de la section, volume, etc.) sont effectués rapidement et sans erreur par l'ordinateur et visualisés par l'imprimante. De plus, les restitutions graphiques (sections, profils) sont instantanées. Avec cette méthode, la situation réelle du chantier et d'avancement des travaux est connue à tout moment, avec précision.

Sur les chantiers de construction classique où les mesures électroniques n'étaient pas utilisées, il était très difficile de connaître la situation réelle des travaux sur une vaste zone comprenant des remblais, des carrières et des zones d'emprunt, du fait que l'exécution de mesures sur le chantier était très compliquée et n'avait lieu normalement que deux ou trois fois par an.

By adopting this system, dump trucks are automatically weighed during hauling, many kinds of data are sent to the office computer, and their calculation is executed immediately. As a result, the following advantages are obtained.

- i) Reduction of manpower in inspection and receiving work and in data collection and statistical analysis work.
- ii) Efficient operation of dump trucks.
- ii) Improvement in accuracy of inspection and receiving.
- iv) Accurate work schedule control through early knowledge of embankment quantity.
- v) Securing of safety of workers.

It is indeed useful for the smooth accomplishment of the entire work to have a clear picture of construction progress at any time by continuously monitoring the weight of the transported materials. This also applies to the rapid receipt of field measurement which is described in the next paragraph.

3.2.2. Field Measurement and Office Works by Electronic Computer

At the Sagae Dam (Japan, 115 m high, 10 000 000 m³ of volume), various kinds of computer systems are used for both managing construction and performance of calculations. When the calculations require computer of large capacity, a computer in the Tokyo head office is brought into operation through a telephone line connecting the head office and the field office.

The principal computerized works are as follows :

1) Schedule

Before commencing, several construction plans were scheduled taking into account various kinds of conditions and qualifications such as numbers and capacities of available hauling vehicles, road conditions over the haul route, restrictions in the speed of raising embankment, interfacing with grouting and other works, etc., and an optimum schedule was selected from among these plans.

2) Measurement

An electronic data recorder was connected to a tacheometer.

Tacheometer can give both horizontal distance and vertical height at one time with good accuracy more simply than with transit and level, and all the field measurements are instantly put into the recorder. From this recorder various calculations on section area, volume, etc., are performed and printed out by electronic computer quickly and accurately. Also sections and profiles are drawn immediately. By this method the actual situation on the site and the progress could be followed quickly and accurately.

On conventional construction jobs on sites where electronic field measurement was not used, it was very difficult to follow actual working situations over a vast construction area including embankment, quarries and borrow pits, because the execution of field measurements was very complicated and in normal cases it was carried out only two or three times a year.

3) *Statistiques et calculs divers*

Différents types d'essais et d'analyse des matériaux de remblai, qui normalement demandent beaucoup de travail, sont traités régulièrement et avec précision en utilisant des ordinateurs et appareils associés. On peut aussi obtenir utilement, chaque jour et chaque mois, des statistiques et des rapports de chantier.

3.3. BARRAGES A MASQUE AMONT EN BÉTON DE CIMENT

3.3.1. Généralités

Bien que les barrages à masque amont en béton datent du XIX^e siècle, ceux-ci ont présenté quelques défauts. En fait, les détériorations des dalles et des joints du masque ont été causées, soit par les tassements des remblais mal compactés par des méthodes anciennes, soit par les effets sismiques.

Ainsi qu'il a été mentionné au chapitre 3.1. « Généralités », le nombre des barrages à masque amont en béton a augmenté en raison de l'excellent compactage obtenu par rouleau vibrant depuis les années 1960. Le premier barrage en enrochement compacté, à masque amont en béton, est le barrage de Quoich (34 m de hauteur, Écosse), achevé en 1956. Une nouvelle amélioration dans la construction des masques en béton fut apportée par la méthode des coffrages glissants; celle-ci fut étudiée et appliquée aux barrages New Exchequer (36 m de hauteur, surélévation) et Cabin Creek (1967), aux États-Unis, et aux barrages Wilmot (36 m de hauteur, 1968) et Kangaroo Creek (60 m de hauteur, 1969), en Australie. Les tassements et déformations de ces barrages s'avèrent faibles. Après l'achèvement avec succès du barrage Cethana (Australie, 109 m de hauteur, terminé en 1971), l'utilisation de coffrages glissants pour la construction des masques devint courante.

Récemment, une succession de grands barrages à masque amont en béton, tels que Alto Anchicaya (Colombie, hauteur 140 m, achevé en 1974) et Foz do Areia (Brésil, hauteur 160 m, achevé en 1981), ont été réalisés, avec utilisation de la méthode des coffrages glissants. Ainsi, la construction des barrages à masque amont en béton, qui avait déjà une longue histoire, eut un regain de faveur résultant de cette nouvelle technique. Actuellement, les barrages La Miel (Colombie, hauteur 180 m), Segredo (Brésil, hauteur 145 m) et plusieurs autres barrages doivent être construits en utilisant cette méthode.

Il existe des cas de barrages de ce type ayant résisté à une mise en eau accidentelle partielle avant achèvement du masque, lorsque le batardeau fut submergé (Pindari, Brogo, Cethana). On a alors constaté des écoulements à travers le corps du barrage, mais sans que la tenue de l'ouvrage soit compromise. Au barrage de Cethana, la partie inférieure du talus aval fut renforcée au moyen de barres en acier, pour en améliorer la résistance. La raison de cette bonne tenue résulte de la nature des enrochements (faible quantité de particules fines érodables) et la disposition à l'amont des granulométries les plus fines.

Cette stabilité des digues en enrochements, qui leur permet de résister aux écoulements internes, peut être intéressante, notamment en ce qui concerne les ouvrages de dérivation, en particulier dans les zones de forte pluviométrie. En effet, le nombre de barrages construits ou en cours de construction en zones de forte pluviométrie et de débits de crue élevés, est en augmentation.

Exemples : Khao Laem, Thaïlande, hauteur 105 m, 1984;

Batang Ai, Malaisie, hauteur 85 m, 1985;

Cirata, Indonésie, hauteur 125 m, en construction.

3) *Statistics and miscellaneous calculations*

Various kinds of tests and analysis of embankment materials, which normally require a great deal of work, are dealt with quickly and accurately by electronic computers and associated devices. They are also useful in providing daily and monthly statistics and management reports.

3.3. CONCRETE FACED DAMS

3.3.1. General

Although concrete faced dams date back to the 19th century, some defects have been found in these dams. In fact their face slabs and joints were damaged by the settlement of poorly compacted fills constructed by old methods, or due to earthquake effects.

But as stated in “ 3.1. General ”, concrete faced dams have increased in number as fill materials were compacted efficiently by vibrating rollers since the 1960's. The first compacted rockfill concrete faced dam was Quoich Dam (34 m high, Scotland) completed in 1956. As a further improvement the construction of concrete facing by means of the slipform method was studied and applied at the New Exchequer Dam (1966, heightening) and Cabin Creek Dam (1967) in USA, and in Wilmot Dam (36 m high, 1968) and Kangaroo Creek Dam (60 m high, 1969) in Australia. The settlement and deformation of these fill dams proved to be small. After successful completion of the Cethana Dam (Australia, 109 m high, completed in 1971), the slipform method for constructing facings became standardized.

Recently large concrete faced dams such as Alto Anchicaya (Colombia, 140 m high, completed in 1974) and Foz do Areia (Brazil, 160 m high, completed in 1981) were constructed in succession using the slipform method, and concrete faced dams which have a long history in dam construction again became popular due to this new technique. At present, La Miel (Colombia, 180 m high), Segredo (Brazil, 145 m high), and several others are scheduled for construction by this method.

There are examples of concrete faced rockfill dams safely withstanding accidental partial impounding during construction before the concrete face was completed, due to overtopping of the cofferdam, e.g. Pindari, Brogo and Cethana. In these cases throughflow in the body of the dam occurred but this did not affect the stability of the dams. The lower part of the downstream slope of the Cethana dam was reinforced with steel bars to provide additional resistance. The reasons for the above were that these were rockfill dams without large amounts of erodable particles in which finer rockfill was zoned near the upstream face.

This stability of the rockfill to withstand some throughflow may be of particular value in designing diversion works for dams, particularly in areas of high rainfall. More dams are built or being built in areas of heavy rainfall and large flood discharges.

- e.g. Khao Laem, Thailand, 105 m high, 1984.
- Batang Ai, Malaysia, 85 m high, 1985.
- Cirata, Indonesia, 125 m high, u.c.

Étant donné que le masque en béton doit être exécuté après la fin de la mise en place des remblais, cela présente un inconvénient pour les barrages de ce type en ce qui concerne l'impact sur le programme de construction. Par contre, l'influence des conditions atmosphériques sur le programme des travaux est moindre que dans le cas des barrages à noyau d'argile ou des barrages en terre. En outre, les travaux d'injection et de mise en place des remblais peuvent être réalisés en même temps du fait que l'injection est en général exécutée depuis une plinthe amont. Cette méthode peut raccourcir la période de construction de plusieurs mois et éviter le risque d'inondation de la fondation du barrage.

En général, le compactage du noyau dans la partie la plus basse de la fondation nécessite un traitement préalable soigné de celle-ci, comprenant parfois la construction d'une galerie d'injection en vue de réduire la durée des travaux. Les barrages à masque amont en béton présentent aussi l'avantage d'avoir des volumes inférieurs à ceux des barrages en remblai du type « zoné ». Aussi, la durée de construction des barrages à masque amont en béton est-elle plus courte que celle des barrages en remblai ordinaires.

De nombreux facteurs importants interviennent dans le choix du type de barrage et ils seront pris en considération cas par cas.

Diverses améliorations ont été apportées aux méthodes de construction et quelques-unes seront indiquées dans le chapitre suivant.

3.3.2. Améliorations des méthodes récentes de construction

On pourrait prétendre que, depuis l'application de la méthode des coffrages glissants pour la réalisation des dalles en béton (méthode devenue classique depuis le début des années 1970), il n'y a eu aucun progrès majeur dans le domaine de la construction des barrages à masque amont en béton. Cependant, on peut noter certaines améliorations.

1) La classification granulométrique des matériaux de remblai est plus rigoureuse afin de réduire les tassements du remblai qui supporte les dalles amont en béton. L'épaisseur des couches de matériaux mis en place dans la zone amont est inférieure à celle des couches de la zone aval et, en particulier, des matériaux rocheux de petites dimensions sont utilisés pour réduire les tassements différentiels près des dalles.

2) Pour des raisons géologiques et topographiques, on adopte dans certains cas une ligne courbe pour l'axe du barrage, comme au barrage Batang Ai (Malaisie Est, hauteur 85 m, 1985). Dans ce cas, la largeur d'un segment du masque en béton varie de façon continue avec la hauteur. Une méthode spéciale de coffrage glissant a été mise au point pour remplir cette condition (Fig. 13).

Le barrage de Winneke (Australie, hauteur 85 m, 1980) fut le premier barrage de ce type dont le talus amont est courbe, et dont l'inclinaison change de $1\text{ V}/1,5\text{ H}$ à $1\text{ V}/2,0\text{ H}$, en raison des conditions géologiques.

3) Un nouveau type de rouleau vibrant fut mis au point pour le compactage des dalles amont en béton afin de réduire la durée des travaux. Ce procédé fut mis en œuvre pour la première fois au barrage Outardes II. Le masque de $8\,400\text{ m}^2$ fut construit en 9 semaines (travail de jour), le béton utilisé comportant des granulats de 20 mm environ de dimension maximale et présentant un « slump » de 5 à 7,5 cm. Il en est résulté une économie de 750 000 dollars sur un budget total de 2 100 000 dollars.

As the concrete facing work has to be done after the embankment has been completed, this is a disadvantage for concrete faced dams with regard to the impact on the construction schedule. Offsetting this, the influence of the weather on construction schedule is less than for ordinary central clay core or earth dams. Besides, the grouting and the embankment work can be performed at the same time because grouting is usually executed from the plinth of the upstream side. This procedure can save several months of construction time and avoid the risk of the flooding of the dam foundation.

Generally speaking, compaction of the core at the deepest part of the foundation requires careful treatment beforehand including sometimes the construction of a gallery for curtain grouting in order to save construction time. Concrete faced dams also have the advantage of having smaller volumes than ordinary fill dams of the zonal type. Therefore the total construction time of concrete faced dams is generally shorter than that of ordinary fill dams.

There are many important factors in selecting the type of dam and these should be given careful consideration on a case by case basis.

Several improvements in construction methods have been made, and some of these will be considered in the following paragraphs.

3.3.2. Improvements in Recent Construction Methods

It could be said that there has been no major change in the construction method of the concrete faced dam since the application of the slipform method for concrete slab become standardized in the early 1970's. However, certain improvements have been made as described below.

1) The grading of embankment materials is controlled more rigorously to reduce the settlement of the fill that supports the upstream concrete slab. The thickness of material layers placed in the upstream area is less than that in the downstream area and especially small size rock aggregates are used to reduce differential settlement near the slabs.

2) For geological and topographical reasons, there are occasions when the dam axis has to be curved as at the Batang Ai Dam (East Malaysia, 85 m high, 1985). In this case, the width of a segment of the upstream concrete facing varies continuously with the height. A special slipform method has been developed to meet this requirement (Fig. 13).

The Winneke dam (Australia, 85 m high, 1980) was the first concrete faced dam to have a curved upstream face, and also a transition in slope of the face from 1 in 1.5 to 1 in 2 (vertical in horizontal) for geological reasons.

3) A new type of vibrating roller for compacting the upstream concrete slabs was developed to reduce the construction time. This was first put into practice at the Outardes II Dam. The facing of 8 400 m² was completed in 9 weeks (daytime working), using concrete with maximum aggregate size of around 20 mm and slump of 5 to 7.5 cm. This resulted in a saving of \$ 750 000 in the total budget of \$ 2 100 000.

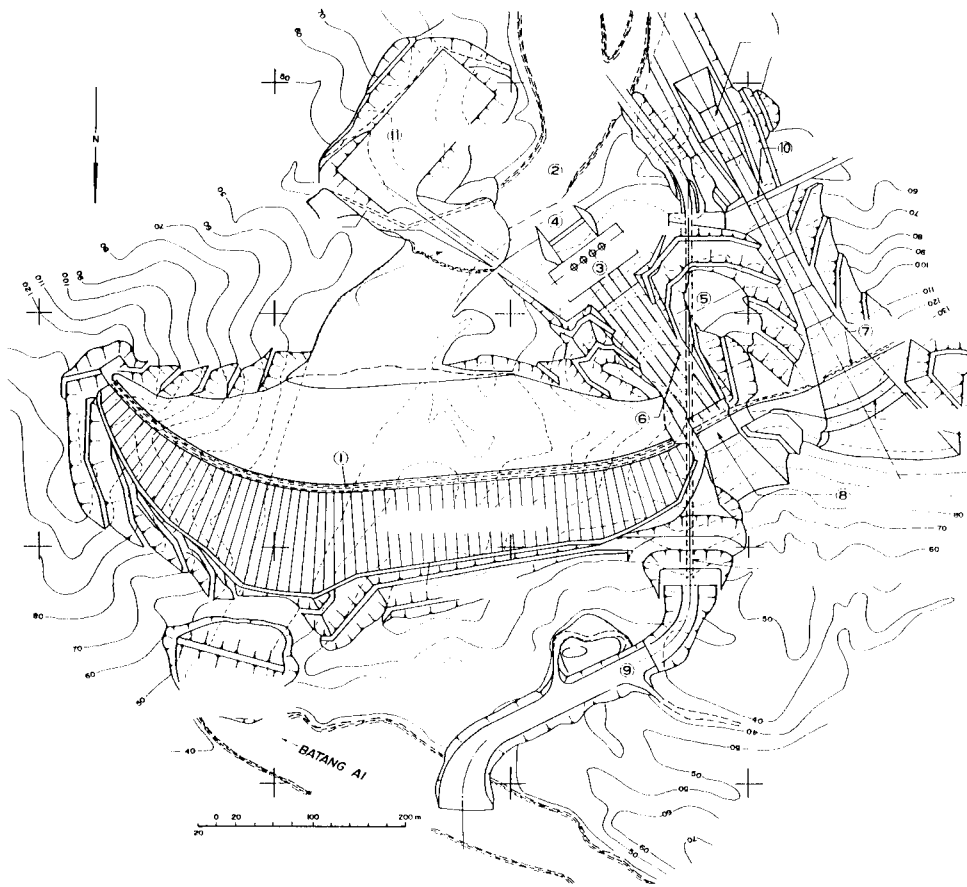


Fig. 13

Barrage de Batang Ai (Malaisie).

Batang Ai Dam (Malaysia).

- | | |
|--|---|
| (1) Barrage de Batang Ai. | (1) <i>Batang Ai Dam.</i> |
| (2) Chenal de dérivation. | (2) <i>Diversion discharge channel.</i> |
| (3) Usine électrique. | (3) <i>Power station.</i> |
| (4) Bief aval. | (4) <i>Tail bay.</i> |
| (5) Galerie de dérivation provisoire. | (5) <i>Diversion tunnel.</i> |
| (6) Conduite forcée. | (6) <i>Pressure pipe line (penstock).</i> |
| (7) Pont n° 1 sur l'évacuateur de crue. | (7) <i>Spillway bridge No. 1.</i> |
| (8) Ouvrage de prise de l'usine. | (8) <i>Power intake structure.</i> |
| (9) Chenal d'entrée de la galerie de dérivation. | (9) <i>Diversion inlet channel.</i> |
| (10) Pont n° 2 sur l'évacuateur de crue. | (10) <i>Spillway bridge No. 2.</i> |
| (11) Poste électrique. | (11) <i>Switching station.</i> |

3.4. BARRAGES A MASQUE AMONT EN BÉTON BITUMINEUX

3.4.1. Généralités

Le premier barrage avec masque amont en béton bitumineux fut le barrage Sawtelle, construit en 1929 aux États-Unis.

Le problème de la stabilité du remblai supportant le masque est très important pour les barrages de ce type, comme d'ailleurs pour les barrages à masque en béton de ciment. Aussi ce type de masque ne fut-il adopté que lorsque la méthode de construction par couches compactées commença à être appliquée aux barrages en remblai, ainsi que c'est mentionné au chapitre 3.1.

Au barrage Ludington Ring (USA, 54,9 m de hauteur, achevé en 1972) et au barrage Numappara (Japon, 38,6 m de hauteur, achevé en 1972), on utilisa pour le corps des barrages des matériaux à teneur en eau élevée. Pour cette raison, la construction de ces barrages conduisit à examiner de très près le problème du drainage. Des couches drainantes verticales et horizontales furent disposées dans le corps des digues; des granulats fins furent placés au contact avec le masque et compactés au rouleau vibrant pour réduire les déformations différentielles et aussi contribuer au drainage.

Un avantage particulier des étanchéités bitumineuses est leur forte déformabilité en cas de tassements. Par exemple, le barrage de Prims-Talsperre (RFA) de 62 m de hauteur, a présenté des tassements de 1,20 m lors du remplissage de la retenue, sans désordres dans l'organe d'étanchéité en béton bitumineux.

Par contre, la qualité du masque bitumineux est très sensible aux caractéristiques du matériau (pérennité, fluidité, etc.). Ainsi, l'emploi de ces techniques exige des connaissances technologiques, un contrôle rigoureux et, surtout, un personnel compétent. L'inclinaison du masque peut être de 1/1,25 sans matériau de recouvrement et de renforcement; dans le cas des barrages algériens d'El Ghrib et de Fergoug, les masques bitumineux sont inclinés à 1/0,67 avec un revêtement suspendu en béton.

Le Bulletin « Masques en béton bitumineux pour barrages en terre et en enrochement » rédigé par le Sous-Comité des Matériaux Nouveaux, fut publié par la CIGB en 1982. Ce Bulletin contient diverses descriptions précisant la composition du béton bitumineux, les méthodes de construction et les méthodes de contrôle. Il rassemble beaucoup d'informations utiles.

Le Sous-Comité des Matériaux Nouveaux fut renommé, en 1977, le « Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai ». Il fut chargé d'étendre le champ des études constituant le texte principal du rapport pour inclure le problème des dispositifs de raccordement du masque avec le pied amont du barrage (en fond de vallée et sur les appuis), avec le couronnement et avec les ouvrages en béton. Par la suite, le Bulletin 39 fut publié en 1981. Ce Bulletin présente diverses planches faisant figurer ces zones de raccordement et est d'une grande utilité pratique.

La description du barrage de Numappara figure dans le chapitre suivant.

3.4.2. Barrage Numappara (Japon)

Ce barrage crée la retenue supérieure de la station de transfert d'énergie par pompage de Numappara (puissance maximale 675 MW, chute maximale 478 m). La surface totale du masque en béton bitumineux est de 200 000 m². Comme il est situé à la cote 1 240 m au-dessus du niveau de la mer, la température varie beaucoup :

3.4. ASPHALTIC CONCRETE FACED DAMS

3.4.1. General

The first asphalt concrete faced dam was the Sawtelle Dam, constructed in 1929 in the USA.

The stability of the supporting fill beneath the face is very important for this type of dam as it is for concrete faced dams. Therefore this type of facing was applied only after fill dams began to be constructed by means of the layered system referred to in 3.1.

At the Ludington Ring (pump storage) Dam (USA, 54.9 m high, completed in 1972) and the Numappara Dam (Japan, 38.6 m high, completed in 1972) materials with high moisture content had to be used for the dam body. Therefore very careful consideration was given to the drainage problem in constructing these dams. Vertical and horizontal drainage layers were arranged in the dam body; fine aggregates were used in contact with the facing and compacted with vibrating rollers to reduce the differential deformation and also to assist drainage.

A special advantage of the asphaltic sealings consists in its high deformability during settlement. The Prims-Talsperre (Germany), for example, with a height of 62 m showed settlements of 1.20 m due to reservoir filling without creating damage to the asphaltic concrete sealing.

On the other hand, it is very sensitive to material properties, such as durability, fluidity and others. Consequently the application of asphaltic techniques requires technological knowledge, careful quality control, and, most of all, people knowing their business. Asphaltic slopes are made up to 1/1.25 without covering support, in the case of Algerian dams El Ghrib and Fergoug asphaltic membranes are inclined 1/0.67 with a concrete suspended covering.

ICOLD Bulletin 32a entitled " Bituminous Concrete Facings for Earth and Rockfill Dams ", prepared by the Sub-Committee on New Materials, was issued in 1982. The Bulletin contains various descriptions providing information on bituminous mix, construction methods and test methods. Much useful data has been collected.

The Sub-Committee on New Materials was renamed in 1977, " Committee on Materials for Fill Dams ". It was entrusted to extend the scope of the studies of the main report to the bonding arrangement between bituminous concrete facings and the upstream toe of the dam (valley bottom and abutments), the crest, and the concrete structures. Bulletin 39 was subsequently prepared and issued in 1981. In the Bulletin there are many figures of bonding sections of the facings which are of considerable practical value.

A description of the Numappara Dam is given in the following paragraph.

3.4.2. Numappara Dam (Japan)

The Numappara Dam was constructed to create an upper reservoir for the Numappara pumped storage power station (max. output 675 MW, max. head 478 m). The total area covered with asphaltic concrete is about 200 000 m². As it is situated at a height of 1 240 m above sea level, temperature varies widely between — 25° C

de $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$ en hiver à $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ en été; le niveau de la retenue varie également dans la journée pour satisfaire à la demande d'énergie. Aussi les critères de projet sont-ils sévères.

1) Les principaux problèmes examinés furent : adhérence entre granulats et bitume, dosage en filler, formation de cloques due au matériau volatil, changement de consistance, par exemple, sensibilité au fluage résultant des variations de température, détérioration de la qualité par les rayons solaires et le gel.

2) Pendant la construction divers points ont retenu l'attention :

Le bitume chaud produit dans la raffinerie et transporté par bateau sur 300 km était temporairement stocké au port, puis, après contrôle de la qualité par les services compétents, acheminé au chantier par camion citerne équipé d'un chauffage électrique pour maintenir la température au-dessus de $150\text{ }^{\circ}\text{C}$.

La mise en place et le compactage du béton bitumineux étaient réalisés au moyen d'un matériel se déplaçant le long de la pente à l'aide de treuils situés à la partie supérieure.

L'exploitation de la centrale d'enrobage faisait l'objet d'un contrôle plus attentif que dans le cas de la construction d'une route.

Des précautions étaient prises pendant la construction, par temps de pluie ou de brouillard, du fait que l'humidité influe sur les propriétés du béton bitumineux, et parfois les travaux devaient être interrompus. En hiver, les travaux furent arrêtés pendant les mois très froids (température en dessous de zéro).

Le béton bitumineux était mis en place en six couches d'une épaisseur totale de 30 cm. La couche située au milieu était drainante et se raccordait à la galerie de visite.

Si des cloques apparaissaient à la surface après compactage, elles étaient immédiatement réparées.

Après achèvement, des canalisations disposées le long de la crête du barrage répandaient de l'eau froide sur la surface du béton bitumineux afin d'éviter une augmentation de sa température pendant l'été.

Avant l'achèvement de ce barrage, le barrage Miyama fut construit à l'aval pour créer la retenue inférieure de la station susnommée. Le barrage Miyama, d'une hauteur de 75,5 m, comporte également un masque en béton bitumineux.

3.4.3. Remarques complémentaires

On pourrait penser que le masque en béton bitumineux est de réalisation facile du fait que son procédé d'exécution ne semble pas très différent de celui utilisé pour les revêtements routiers en béton bitumineux courant. Mais, dans le cas particulier des masques en béton bitumineux assurant l'étanchéité des barrages-réservoirs, de nombreux points de détail méritent une grande attention, à la fois durant le projet et durant l'exécution. Dans leur rapport Q 55-R 49 du 14^e Congrès International des Grands Barrages — 1982 —, W. Haug et K. Ditter soulignèrent l'importance de l'examen de ces points de détail, comprenant la détérioration du matériau.

On peut dire qu'une certaine standardisation ne fut obtenue dans la méthode de construction des masques en béton bitumineux qu'à partir du moment où les remblais des digues étaient mis en place par couches et compactés au rouleau vibrant et qu'après mise au point de nombreux dispositifs de contrôle de la construction.

in winter and + 30° C in summer, and water level in the reservoir also changes every day to meet generating demand — therefore design criteria are severe.

1) The main items which had to be researched were adhesion between aggregates and asphalt, filler content, generation of blisters by volatile material, change of consistency, e.g. brittle to fluid, due to change of temperature, and deterioration in quality by sunlight and frost.

2) Several points to which specific consideration was given during construction are :

Hot asphalt that was refined in the factory and transported by ship 300 km, was temporarily stored at the harbour, and after quality testing by the authority, it was conveyed to the site in a tank car which was equipped with an electric heater to keep the temperature above 150° C.

Placing and compaction of the asphaltic concrete was carried out by equipment moved up and down along the slope by wire ropes wound by winches installed at the top of the slope.

The operation of the asphaltic concrete plant was controlled more carefully than in the case of ordinary road construction.

Care was taken during construction when it rained or was foggy because moisture affects the property of asphaltic concrete, and sometimes the work had to be interrupted. In winter the work had to be stopped during months with very low temperatures below zero.

The asphaltic concrete was placed in six layers having a total thickness of 30 cm. A drainage layer was located in the middle of these layers and it was connected to the inspection gallery.

If any blisters were found on the surface after compaction, they were repaired immediately.

After completion, water pipes were arranged along the top of the dam to spread cooling water on the surface of the asphaltic concrete in order to prevent the temperature from rising in the summer.

Prior to the completion of this dam, the Miyama Dam was constructed downstream in order to create a lower reservoir for the Numappara pumped storage power station. The Miyama Dam is also an asphaltic concrete faced dam with a height of 75.5 m.

3.4.3. Additional Remarks

It might be presumed that the asphaltic concrete facing can be easily accomplished because its procedure does not appear to differ greatly from ordinary asphaltic concrete work commonly used for road pavements. But in the case of asphaltic concrete facing specifically for the purpose of retaining water in the reservoir, the execution requires very careful attention to many details both during design and construction. W. Haug and K. Ditter pointed out the importance of careful attention to these details including deterioration of the material in their paper presented on Q. 55 - R. 49 in 1982 ICOLD Congress Transactions.

It could be said that a standardized construction method for asphaltic concrete facing was achieved in recent years after fill dams were placed in layers and compacted with vibratory rollers and control systems for the construction had been developed.

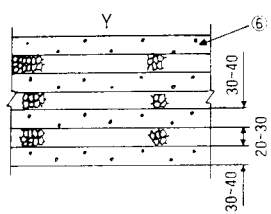
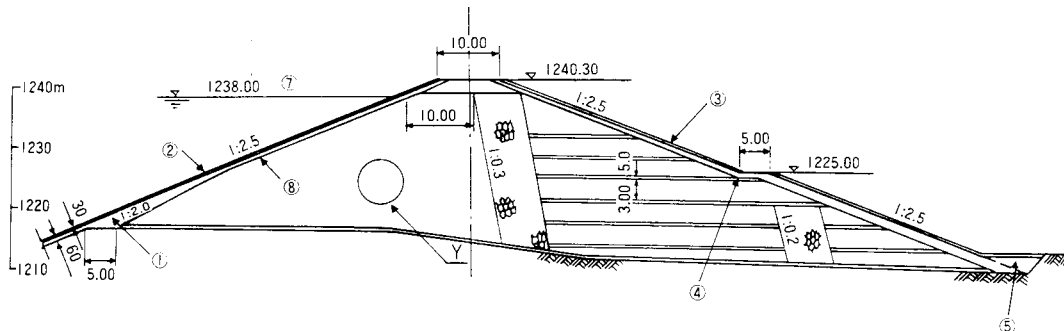


Fig. 14-1

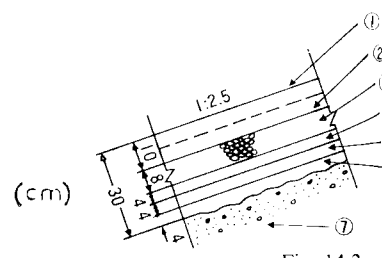


Fig. 14-2

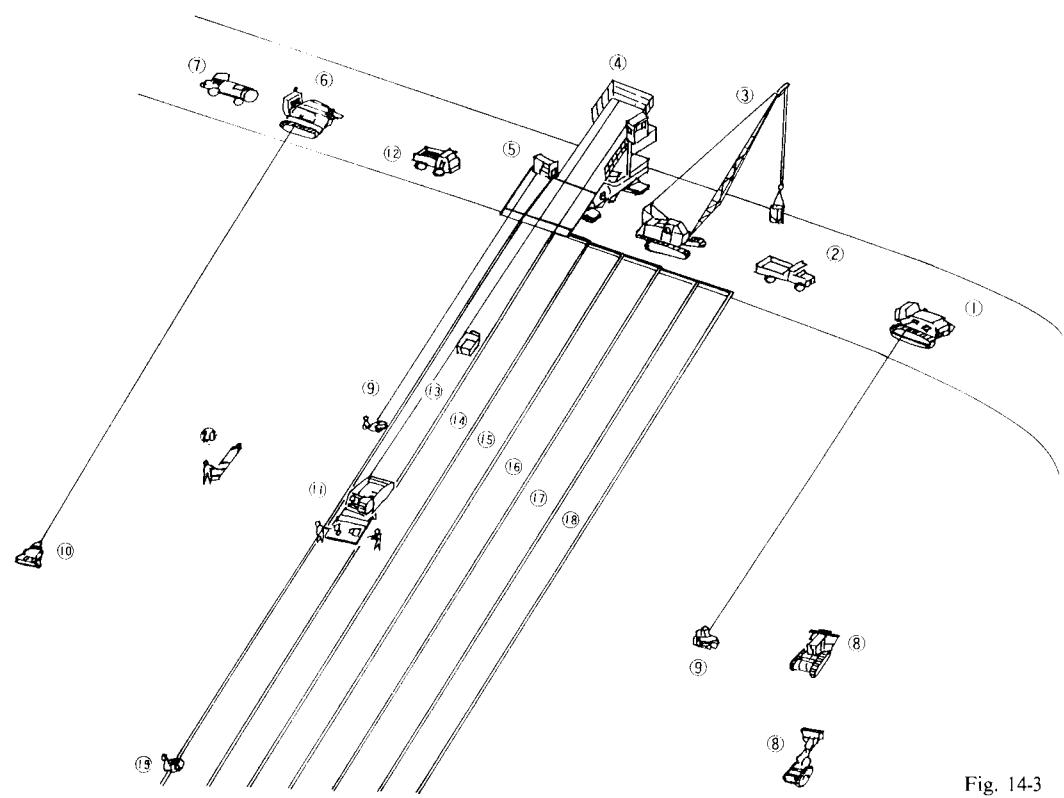


Fig. 14-3

Fig. 14-1

Barrage de Numappara (Japon) - Coupe type.

Numappara Dam (Japan) - Typical Cross Section.

- | | |
|---|--|
| (1) Transition (décrochement du pied amont). | (1) <i>Transition (corner displacement).</i> |
| (2) Masque en béton bitumineux. | (2) <i>Asphalt concrete facing.</i> |
| (3) Revêtement en terre. | (3) <i>Earth cover.</i> |
| (4) Drain. | (4) <i>Drain.</i> |
| (Y) Détail de Y. | (Y) <i>Detail of Y.</i> |
| (5) Remblai. | (5) <i>Backfill.</i> |
| (6) Gravier d'origine volcanique provenant des fouilles du barrage. | (6) <i>Volcanic gravel (obtained from dam excavation).</i> |
| (7) Niveau de retenue normale. | (7) <i>High water level.</i> |
| (8) Zone de transition. | (8) <i>Transition.</i> |

Fig. 14-2

Barrage de Numappara (Japon).

Masque en béton bitumineux - Coupe type.

Numappara Dam (Japan).

Asphalt concrete facing - Typical section.

- | | |
|---|--|
| (1) Mastic bitumineux. | (1) <i>Asphalt mastic.</i> |
| (2) Béton bitumineux dense (couche supérieure). | (2) <i>Upper dense asphalt concrete.</i> |
| (3) Béton bitumineux grossier (couche intermédiaire). | (3) <i>Intermediate coarse asphalt.</i> |
| (4) Béton bitumineux dense (couche inférieure). | (4) <i>Lower dense asphalt concrete.</i> |
| (5) Béton bitumineux grossier de réglage. | (5) <i>Levelling coarse asphalt.</i> |
| (6) Macadam bitumineux. | (6) <i>Asphalt macadam.</i> |
| (7) Zone de transition (épaisseur : 60 cm). | (7) <i>Transition (60 cm thick).</i> |

Fig. 14-3

Barrage de Numappara (Japon) - Schéma de la construction.

Numappara Dam (Japan) - Construction Scheme.

- | | |
|--|---|
| (1) Treuil de bulldozer. | (1) <i>Dozer winch.</i> |
| (2) Camion transporteur de bennes (2 m ³). | (2) <i>Bucket (2 m³) porter.</i> |
| (3) Grue sur chenilles. | (3) <i>Crawler crane.</i> |
| (4) Treuil principal. | (4) <i>Main winch.</i> |
| (5) Treuil auxiliaire. | (5) <i>Auxiliary winch.</i> |
| (6) Treuil de bulldozer. | (6) <i>Dozer winch.</i> |
| (7) Chaudière pour bitume. | (7) <i>Cooker.</i> |
| (8) Compactage de la zone de transition. | (8) <i>Compaction of transition.</i> |
| (9) Rouleau vibrant secondaire. | (9) <i>Secondary vibratory roller.</i> |
| (10) Balai en caoutchouc. | (10) <i>Squeezer.</i> |
| (11) Finisseur. | (11) <i>Finisher.</i> |
| (12) Treuil de camion. | (12) <i>Truck winch.</i> |
| (13) Première couche supérieure. | (13) <i>First upper.</i> |
| (14) Deuxième couche supérieure. | (14) <i>2nd upper.</i> |
| (15) Couche intermédiaire. | (15) <i>Intermediate.</i> |
| (16) Couche inférieure. | (16) <i>Lower.</i> |
| (17) Couche de réglage. | (17) <i>Levelling.</i> |
| (18) Macadam. | (18) <i>Macadam.</i> |
| (19) Rouleau vibrant primaire. | (19) <i>Primary vibratory roller.</i> |
| (20) Réchauffeur de joint. | (20) <i>Joint heater.</i> |

Maintenant, on dispose de nouveaux dispositifs sur les engins de construction des masques en béton, permettant un compactage effectif égal à 98 % de la densité Marshall réduite avant le passage du rouleau vibrant pour le compactage, après le matériel de finissage. Ainsi, on peut espérer résoudre à court terme le problème du rouleau vibrant qui, normalement, travaille avec de l'eau.

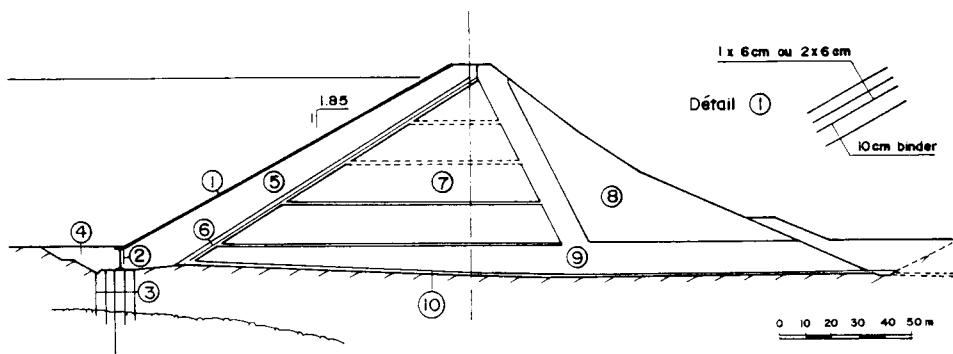
Les progrès accomplis dans le domaine des engins de revêtement de type « pont » permettent l'utilisation de la technique d'application horizontale pour les barrages de faible hauteur (longueur de talus < 50 m), avec des économies pour les grandes longueurs.

Le béton bitumineux présente plusieurs avantages intrinsèques. La validité du masque en béton bitumineux pour des hauteurs d'eau jusqu'à 200 m a été démontrée par les études scientifiques menées en République Fédérale d'Allemagne depuis 1973. Certains ingénieurs pensent que l'application de cette technique est sans limite de hauteur, la seule limitation étant la disponibilité du matériel nécessaire.

Des études poussées sont poursuivies dans divers pays concernant les barrages de plus grande hauteur. Parmi les récents barrages à masque en béton bitumineux de plus de 60 m de hauteur on peut citer : Marchlyn (H = 68 m, Royaume-Uni, achevé en 1979); Pla de Soulcem (H = 66 m, France, achevé en 1981); Futaba (H = 61,4 m, Japon, achevé en 1985).

De plus, un barrage de ce type de plus de 90 m de hauteur est en chantier au Japon.

Le barrage d'Oscheniksee (cote du couronnement à 2 391 m) terminé en 1979, dans des conditions climatiques plutôt sévères des Alpes autrichiennes, a une hauteur maximale de 116 m au-dessus du pied aval; son masque amont a 62 m de hauteur. Conformément au projet initial, il fut construit en 4 phases, le premier barrage de 1972 étant surélevé en 1973, 1976 et 1979 de 7 + 20 + 16 = 43 m (voir *Registre Mondial des Barrages*, 1984, page 209, n° 7).



Nowadays new devices on asphaltic concrete facing equipment have been developed, which allows an effective compaction of 98 % of the decreased Marshall density prior to the use of vibrating roller for the compaction following the finishing equipment. This means that the disadvantage associated with the vibrating roller which normally requires water during operation will be expected to be solved in the near future.

The development of bridge pavers allows the horizontal application technique for low dams (50 m slope length), which becomes economically beneficial with long crest.

There are several intrinsic advantages of the asphalt concrete materials. It is reported that the applicability of the asphaltic concrete sealing method up to a water pressure of 200 m has been proved by scientific researches since 1973 in Fed. Rep. of Germany. Some engineers consider that the height of dam for application of asphaltic surface membrane is unlimited, the only limitation being the availability of suitable equipment.

Elaborate studies are continuing for higher dams of this type in various countries. Some recent successful examples of over 60 m height with asphaltic concrete facings are the Marchlyn Dam (68 m high) completed in Great Britain in 1979, the Pla-de-Soulcem Dam (66 m high) completed in France in 1981 and the Futaba Dam (61.4 m high) completed in Japan in 1985.

Furthermore in Japan a 90 m high dam of this type is under construction.

Oscheniksee Dam, completed in 1979 at EL 2391 m in rather severe climatic conditions in the Austrian Alps, has a maximum height of 116 m above the downstream toe, and a 62 m high upstream facing. According to the original design it was constructed in 4 phases, the first dam of 1972 being raised in 1973, 1976 and 1979 by 7 + 20 + 16 m (see World Register of Dams 1984, page 209, no. 7).

Fig. 15

Barrage de Pla-de-Soulcem (France) - Coupe type.

Pla-de-Soulcem dam (France) - Typical section.

- | | |
|---|--|
| (1) Masque amont étanche, béton bitumineux étanche (1 ou 2 couches), binder étanche (1 couche). | (1) Watertight upstream facing (1 or 2 layer watertight bituminous concrete, 1 layer watertight binder). |
| (2) Écran en béton bitumineux. | (2) Bituminous concrete cut off wall. |
| (3) Écran d'injection. | (3) Grout curtain. |
| (4) Matériau étanche A. | (4) Impervious material A. |
| (5) Matériau semi-perméable B. | (5) Semi-pervious material B. |
| (6) Filtre et drain. | (6) Filter and drain. |
| (7) Tout-venant. | (7) Random material. |
| (8 et 9) Enrochements. | (8, 9) Rockfill. |
| (10) Filtre. | (10) Filter. |

3.5. BARRAGES EN REMBLAI AVEC ÉCRAN INTERNE EN BÉTON BITUMINEUX

Alors que le masque amont en béton bitumineux sera vraisemblablement affecté par les rayons solaires et les variations thermiques, il n'en sera pas de même pour l'écran interne. Par contre, si des fuites se produisent, les réparations de l'écran seront beaucoup plus difficiles que dans le cas d'un masque.

Pendant la construction, l'écran interne et le remblai devront monter en même temps.

Deux types de machine ont été mis au point pour la construction de l'écran interne en béton bitumineux. Les engins les plus anciens (développés en République Fédérale d'Allemagne, et appelés actuellement la « deuxième génération ») comportant un bec, pointé vers l'avant, sur lequel le matériau de transition est déversé par les chargeurs routiers; ce matériau est ensuite régalié par la lame fixée sur l'avant de l'engin qui roule ainsi sur le matériau non compacté. Le béton bitumineux est déversé, depuis la trémie incorporée, sur la zone bordée par les transitions, chauffée et protégée par le bec déverseur. Le noyau et les zones de transition viennent en contact à la partie arrière de l'engin, au-delà des extrémités des plaques de séparation fixées sous l'engin. Les trois zones (noyau + 2 transitions) sont compactées ensemble par un ensemble de poutres vibrantes et de rouleaux vibrants légers.

Compte tenu notamment du risque de pollution du contact entre couches successives du béton bitumineux (si les particules fines des matériaux de transition pénètrent sous le bec déverseur) et des problèmes de conduite d'un engin évoluant sur un matériau non compacté, on a mis au point, toujours en RFA, une « troisième génération » d'engins mettant en place le béton bitumineux avant les transitions.

Dans ces engins, l'alimentation en béton bitumineux se fait par benne sur camion, à isolation thermique. Le béton est déversé dans la trémie au centre de la machine. Les parois inférieures de cette trémie se présentent comme deux coffrages glissants en contact avec la couche de béton mise en place précédemment; la nouvelle couche de béton bitumineux chaud est déversée et régaliée sur cette surface, et puis les matériaux de transition contenus dans les trémies placées derrière la trémie à béton sont déversés contre les coffrages immédiatement après. Plusieurs jeux de poutres vibrantes et de rouleaux vibrants légers assurent la consolidation de l'ensemble des matériaux (noyau et zones de transition) dès qu'ils viennent en contact à l'arrière de l'engin. Grâce à divers équipements spéciaux (appareil électronique, ...), le guidage de l'engin devient très précis.

L'épaisseur de chaque levée est habituellement de 200 mm après compactage. A la différence du masque, le matériau de l'écran interne est calorifugé par le remblai adjacent et garde la chaleur plus longtemps. L'avancement est d'habitude limité à trois levées par jour, car au-delà le matériau mis en place précédemment est trop déformable pour pouvoir obtenir un compactage satisfaisant des couches suivantes. La surface recevant chaque levée doit être parfaitement sèche et propre pour assurer une bonne étanchéité.

Le contrôle de la qualité du béton bitumineux nécessitera la même attention que dans le cas d'un masque. Des carottes d'essai ne pourront être prélevées dans l'écran interne qu'une fois le matériau suffisamment refroidi.

Pendant la Réunion Exécutive de la CIGB de 1975, le Sous-Comité des

3.5. FILL DAMS WITH ASPHALTIC CONCRETE CENTRAL DIAPHRAGM

Whereas asphaltic concrete in the upstream facing is likely to be affected by sunshine and temperature change, it is not affected by these phenomena in the case of a centrally located diaphragm. However, should excessive seepage once occur, remedial works on the central diaphragm become much more difficult than in the case of a facing.

During construction the raising of the central diaphragm and the fill embankment must be carried out in proper sequence.

There are two types of the machines developed to construct the asphaltic core. The older machines (developed in the Federal Republic of Germany and now called the "second generation") have a protruding bill in the advance direction, over which transition material is dumped by road loaders and subsequently levelled out by the front shield of the machine which then passes over this uncompacted material. Asphaltic concrete is poured from the feeder within the machine into the heated space kept free by the bill between the transition zones. Core and transition zones get in contact at the rear end of the machine where the sliding separating plates fixed underneath the machine end and are compacted there by a group of vibrating beams and light vibrating rollers.

A certain danger of soiling the contact surface between two asphaltic concrete layers by fines from the transition zones penetrating underneath the bill, and the disadvantage of steering the heavy machine over uncompacted transition material, was one of the reasons for developing the "third generation" method (again in the Federal Republic of Germany), which first places the asphaltic concrete and then the transitions.

Asphaltic concrete is delivered to the machine in insulated bins on trucks, emptied into the feeder box in the centre of the machine the sides of which end in a slip form sliding over the last core layer, onto which the hot asphaltic concrete is poured and levelled. The placement of the transition materials against the sliding slip form follows immediately from other containers mounted further behind on the placing machine. Groups of vibrating beams and light vibratory rollers compact core and transition zones as soon as they get in contact at the rear end of the machine. By use of an electronic control device and other equipment, steering becomes very accurate.

The thickness of each lift is usually about 200 mm after compaction. Unlike the facing membrane, the core material is insulated by the adjacent fill and retains heat for much longer. Progress is usually limited to a maximum of three lifts in any day, after which the previously placed material is too deformable to achieve adequate compaction of the subsequent layers. The surface on which each lift is placed must be completely dry and clean to ensure a watertight membrane.

For quality control of asphaltic concrete, almost the same care as in the case of facing should be taken. Test cores from the central membrane cannot be taken until the material has cooled sufficiently.

During the ICOLD meeting in 1975, the Sub-Committee on New Materials,

Matériaux Nouveaux (dont le nom fut changé en 1977 : « Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai ») demanda au Comité Allemand d'étendre le sujet d'étude aux noyaux bitumineux. En réponse à cette demande, un rapport complet fut rédigé et publié en 1982 en tant que Bulletin 42 « Noyaux bitumineux pour barrages en terre et en enrochement ». Il s'agit d'un Bulletin très intéressant.

Quelques exemples récents de barrages de ce type sont :

Barrages	Hauteur	Année d'achèvement	Pays
High Island West	95	1978	Hong Kong
High Island East	105	1978	Hong Kong
Finstertal (hauteur du noyau : 96 m)	149	1980	Autriche
Kinzig	70	1982	RFA
Storvassdam (hauteur du noyau : 90 m)	140	1986	Norvège

Les caractéristiques principales du barrage de Finstertal sont précisées ci-dessous.

La topographie particulière du site a conduit à un barrage qui chevauche le seuil rocheux, où était localisé le débouché de l'ancien lac naturel, surélevé par le barrage. L'axe optimal en relation avec le volume de remblai et la stabilité de l'ouvrage présente une légère courbure vers l'amont ($R = 1\ 000\ m$) dans la partie principale, avec une courte courbure en sens contraire sur l'aile droite.

Une galerie de contrôle, construite en tranchée excavée à l'explosif dans le rocher, et bétonnée au niveau du fond de fouille, passe sous toute la longueur du barrage, depuis l'appui RD du couronnement jusqu'à l'appui RG. Cette galerie matérialise également le départ du noyau en béton bitumineux et sert aux injections de contact et à celles du rideau d'étanchéité.

Cet écran en béton bitumineux constitue l'élément le plus marquant de l'ouvrage. D'une hauteur de 96 m, il doit résister à une charge hydrostatique horizontale de 10 000 MN appliquée sur sa face amont; au moment de la mise en eau, ce noyau était le plus haut de ce type au monde. De plus, c'est le premier à être incliné sur toute sa hauteur. Dans la partie supérieure de l'ouvrage, cette inclinaison coïncide favorablement avec la direction des vecteurs de déformation, et en outre, elle écarte le noyau de la zone de déformations transversales maximales. De plus, cette inclinaison permet d'augmenter le volume de la recharge aval, donne une direction favorable à la résultante de la pression hydrostatique (dirigée vers le bas) et, ainsi, permet de raidir le talus aval de façon importante, réduisant le volume du remblai. De plus, le noyau, bien relié aux transitions transmet une partie de son poids propre à la recharge aval; ainsi, les déformations néfastes éventuelles du noyau sont contrecarrées.

Écran interne en béton bitumineux (Zone 1) : Un programme de recherches et d'essais a prouvé, il y a quelques années, que les écrans internes en béton bitumineux sont bien adaptés aux barrages de 100 m de hauteur et plus. Compte tenu de résultats récents concernant le comportement des grands barrages soumis aux déformations, ces recherches ont permis d'étudier les caractéristiques mécaniques (résistance,

renamed in 1977, “ Committee on Materials for Fill Dams ”, asked the German National Committee to extend these studies to bituminous cores. In response to this request an elaborate report was prepared and issued in 1982 as Bulletin 42 entitled “ Bituminous Cores for Earth and Rockfill Dams ”. This is of considerable interest.

Some recent examples of the dams of this type are :

Dams	Height (m)	Year of Completion	Country
High Island West Dam	95	1978	Hong Kong
High Island East Dam	105	1978	Hong Kong
Finstertal Dam (core height : 96 m)	149	1980	Austria
Kinzig Dam	70	1982	Germany
Storvassdam (core height : 90 m)	140	1986	Norway

The main construction features of the Finstertalsperre are described below.

The peculiar topography of the site causes the dam to straddle the rock sill where the previous natural lake which the dam raised had its outlet. An optimum position as for embankment volume and stability was achieved with a slight upstream curvature ($r = 1\ 000\ m$) of the main body and a short reverse curve of the right wing.

A control gallery, concreted flush with the dam foundation in a groove blasted into the rock, runs lengthwise underneath the whole dam from one end of the crest to the other, serving also as a starting base for the asphaltic concrete core membrane and for the curtain and contact grouting.

This asphaltic concrete core membrane is the most outstanding feature of the Finstertal dam. With a height of 96 m, it has to resist a horizontal one-sided hydrostatic load of 10 000 MN which at the time of its impounding was the highest of any core of this type. In addition, it was the first core membrane to be inclined over its full height. This inclination, which in the upper reach coincides favourably with the direction of the deformation vectors, also keeps the core membrane away from the zone of maximum transverse deformations. Also, it allocates a larger portion of the dam volume to the downstream shoulder, gives the resultant hydrostatic load a favourable downward direction, and thus makes a very steep downstream slope possible, with inherent savings in embankment volume. Furthermore, the core membrane rests with a part of its weight on the downstream shoulder, well interlocked with the adjacent transition zones, and thus effectively does not have any possibility of developing an undesirable deformation behaviour of its own.

Asphaltic concrete core membrane (zone 1) : The suitability of asphaltic concrete core membranes for dams 100 m and higher had been proven already some years ago by fundamental test series carried out. Tailored to recent findings on the deformation behaviour of high dams, these tests investigated the strength and

déformation) du béton bitumineux sous l'effet des contraintes verticales et latérales, et leur influence sur l'imperméabilité du matériau*.

Le matériau du noyau est un mélange de :

- squelette à granulométrie serrée, sans cohésion, comportant quatre composants (granodiorite concassé), $D_{max} = 16$ mm;
- sable naturel;
- filler calcaire;
- bitume B 65 (6,3 %).

Le béton résultant présente un volume des vides de moins de 2 %.

A l'exception de la partie élargie au contact de la galerie de contrôle (construite manuellement), le noyau est réalisé par une finisseuse spéciale. Le béton est répandu en couche de 250 mm d'épaisseur, compacté à 200 mm environ par la même machine (poutre vibrante de la finisseuse, rouleaux vibrants de 1 et 2 tonnes) en même temps que les transitions de chaque côté. Les couches du noyau sont mises en place sans décrochements, l'une sur l'autre, entre des plaques métalliques inclinées tirées par la finisseuse. Cette méthode est économique en béton bitumineux, mais exige une grande précision de la conduite de l'engin.

Pour cette raison, l'axe de chaque couche est implanté tous les 10 ou 5 m, selon le rayon de courbure. Les recharges amont et aval étant placées en couches de 75 ou 100 cm, le niveau de la surface supérieure de l'ensemble noyau = transitions peut être décalé, en plus ou en moins, d'une valeur égale à l'épaisseur de trois couches.

Transitions 2 a et 2 b : A l'amont de l'écran interne, une zone de matériaux imperméable large de 3 m au moins (Zone 2 a; terre morainique triée; $d < 100$ mm) contribue à réduire le débit de fuite en cas de défaillance de l'écran. Ces zones comportent des particules fines destinées à colmater les fuites de faible importance et permettent l'exécution éventuelle de forages d'injection. A l'aval du noyau, une zone de 2 m de largeur au moins (Zone 2 b; granodiorite concassé; $d_{max} = 100$ mm; teneur en fines limitée) draine les fuites éventuelles de chaque secteur vers la galerie de contrôle.

Recharges Zones 3, 3 a, 3 b, 2 c : Pour la zone la plus importante (Zone 3 a; $d_{max} = 700$ mm), des essais de compactage à grande échelle ont permis de préconiser une mise en place en couches de 1 m d'épaisseur, compactées par 6 passes d'un rouleau vibrant de 15 tonnes. Ainsi, une porosité de seulement 24 % et une amplitude de déformation très réduite sont obtenues. Après 3 ans de chantier, les tassements d'une partie du barrage de 80 m de hauteur, et fondée sur le rocher, sont inférieurs à 100 mm en surface, et à 250 mm à l'intérieur du remblai.

Une zone centrale spéciale (Zone 3) présente une déformabilité réduite, compte tenu de la proximité de l'écran. En utilisant les matériaux de la Zone 3 a et la même méthode de compactage, mais en limitant l'épaisseur des couches à 75 cm, la porosité est réduite à moins de 21 %, avec une augmentation correspondante de la raideur du matériau. Les blocs supérieurs à 300 mm, en contact avec la zone de transition 2 a, sont exclus. En prévision des tassements provoqués par le marnage après achèvement de l'ouvrage, la recharge amont est arrosée (rapport du volume d'eau au volume de remblai = 1/2).

(*) Feiner, A., Lehnert, J., E Lohr, A. : Asphaltic Concrete Core Problems and their solutions; Q 44 R 3, CIGB, Mexico, 1976.

deformation properties of asphaltic concrete under varying conditions of vertical and lateral stress, and their influence on the imperviousness of the material*.

The core consists of a dense-graded granular skeleton of four components of crushed granodiorite of 16 mm maximum grain size, mixed with natural sand and limestone filler and 6.3 % bitumen B 65 resulting in an asphaltic concrete of less than 2 % pore volume.

Apart from the enlarged section at the connection of the core with the control gallery, which is placed by hand, the core is placed by a special finisher in 250 mm thick layers subsequently compacted to approximately 200 mm by the vibrating finisher beam and vibratory rollers of 1 and 2 t together with the adjacent transition zones. The core layers are cast without steps one upon another between inclined metal plates pulled forward by the finisher, economizing in asphaltic concrete but requiring very accurate steering. Every single layer is therefore set out along its axis at intervals of 10 or 5 m, depending on the radius of curvature. Because the adjacent shoulders are placed in 75 or 100 cm layers, the working surface of the core membrane and the transition zones is from time to time up to three layers higher or lower than that of the shoulders.

Transition zones (2 a) and (2 b) : Upstream from the core membrane, an impervious zone at least 3 m wide (2 a) of screened moraine ($d < 100$ m) helps to reduce seepage flow in the case of an eventual leakage through the core membrane, provides fines to plug minor leakage and permits the drilling of grout holes if necessary. Downstream from the core membrane, a zone at least 2 m wide (2 b) of crushed granodiorite with 100 mm maximum grain size and limited content of fines, drains any seepage loss water and conveys it by sectors to the control gallery.

Shoulder, zones (3), (3 a), (3 b), (2 c) : For the main zone (3 a) with 700 mm maximum grain size, large scale compaction tests recommended placement in 1 m layers and compaction by six passes of a vibratory roller of 15 t. Thus, a porosity of only 24 % and very small deformations have been obtained (after 3 years of construction, settlement of an 80 m high dam portion founded on rock amounts to less than 100 mm at the surface and less than 250 mm in the interior).

A special central zone (3) has a lower deformability because of its nearness to the core membrane. With the material of zone (3 a) and the same compaction method but placement in layers only 75 cm thick, porosity has been reduced to less than 21 % and stiffness increased correspondingly. No boulders larger than 300 mm are permitted to be in direct contact with the transition zone (2 a). To anticipate the post-construction settlement under the influence of the oscillating reservoir level, the upstream shoulder is wetted with sprinklers (ratio of water to rockfill volume is 1/2).

(*) Feiner, A., Lehnert, J. and Lohr A. : " Asphaltic Concrete Cores Problems and their Solutions. " Report 3 on Question 44, ICOLD, Mexico 1976.

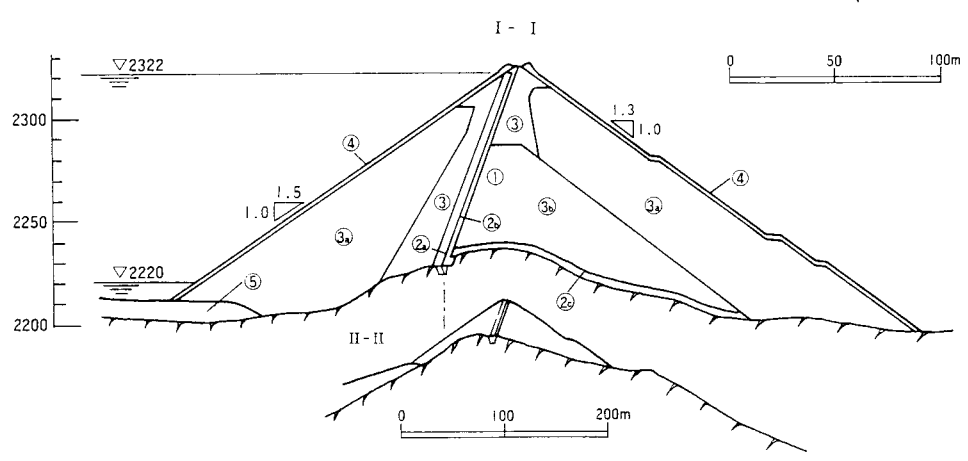
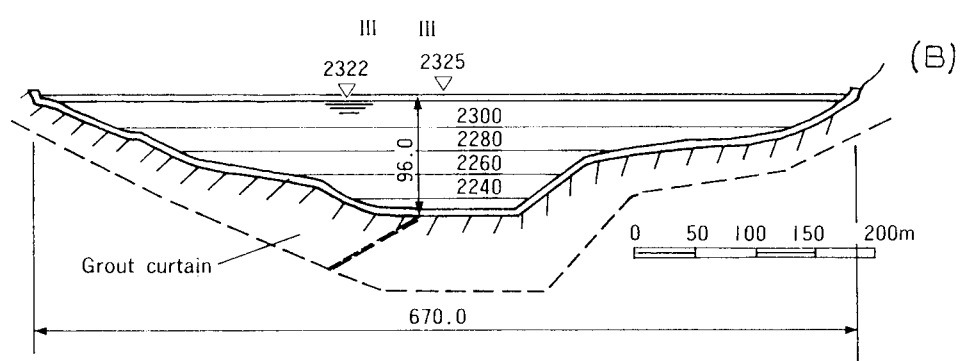
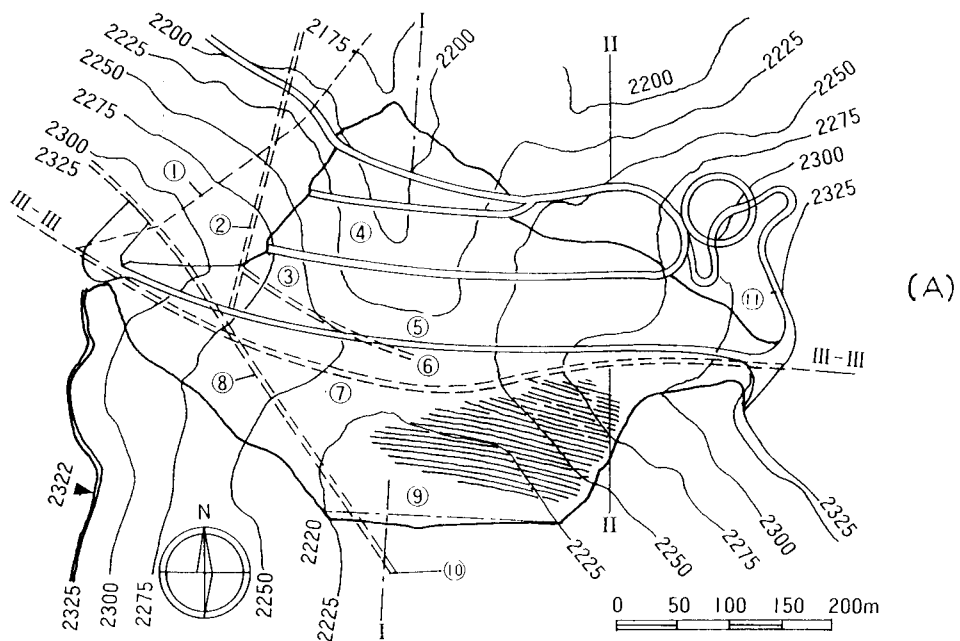


Fig. 16

Barrage de Finstertal (Autriche) - Vue en plan (A) et coupe longitudinale (B).
Finstertal Dam (Austria) - Layout (A) and Longitudinal Section (B).

- | | |
|---|---|
| (1) Évacuateur de crue. | (1) Spillway. |
| (2) Galerie d'accès et vidange de fond. | (3) Access tunnel and bottom outlet. |
| (3) Accès incliné à la galerie de visite. | (3) Inclined access to control gallery. |
| (4) Risbermes. | (4) Berms. |
| (5) Puits accessible du pendule. | (5) Accessible plumb-line shaft. |
| (6) Chambre centrale de mesure. | (6) Central measuring chamber. |
| (7) Galerie de visite et d'injection. | (7) Control and grouting gallery. |
| (8) Galerie en charge. | (8) Pressure tunnel. |
| (9) Surface de rugosité artificielle. | (9) Area of artificial roughening. |
| (10) Prise d'eau. | (10) Intake. |
| (11) Route d'accès. | (11) Access road. |

Fig. 17

Barrage de Finstertal (Autriche).
Profil en travers type.
*Finstertal Dam (Austria).
Typical Cross Section.*

- | | |
|--|--|
| (1) Écran interne en béton bitumineux
($d < 16$ mm). | (1) Impervious asphalt concrete diaphragm
($d < 16$ mm). |
| (2a) Zone de transition amont (moraine
$d < 100$ mm). | (2 a) Upstream transition zone (moraine
$d < 100$ mm). |
| (2b) Zone de transition aval (granodiorite
concassée $d < 100$ mm). | (2 b) Downstream transition zone (crushed gra-
nodiorite $d < 100$ mm). |
| (2c) Tapis drainant (enrochement
$d < 700$ mm), couches de 100 cm. | (2 c) Blanket drain (rockfill $d < 700$ mm), layers
of 100 cm. |
| (3) Recharge amont (enrochement
$d < 700$ mm), couches de 75 cm. | (3) Shoulder (rockfill $d < 700$ mm), layers of
75 cm. |
| (3a) Recharge (enrochement $d < 700$ mm),
couches de 100 cm. | (3 a) Shoulder (rockfill $d < 700$ mm), layers of
100 cm. |
| (3b) Recharge (moraine $d < 700$ mm), couches
de 100 cm. | (3 b) Shoulder (moraine $d < 700$ mm), layers of
100 cm. |
| (4) Protection de talus (blocs, $d = 50$ à 100 cm). | (4) Slope protection (boulders, $d = 50$ to
100 cm). |
| (5) Terrain de couverture : moraine. | (5) Overburden : moraine. |

BARRAGE DE FINSTERTAL - CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES :

— Niveau du couronnement (au-dessus du niveau de la mer)	2 325 m
— Longueur en crête	652 m
— Largeur en crête	9 m
— Hauteur maximale :	
● au-dessus de la galerie de contrôle	101 m
● au-dessus du pied aval	149 m
● au-dessus du pied amont	115 m
— Écran interne en béton bitumineux :	
● hauteur maximale au-dessus de la galerie	96 m
● épaisseur (fonction de la hauteur)	70-60-50 cm
● surface	37 000 m ²
— Talus amont	1/1,5
— Talus aval (hors risbermes)	(1/1,47 moy.)
— Volumes (m ³ × 10 ³) :	
● Écran interne en béton bitumineux (Zone 1)	24
● transition amont (Zone 2 a)	105
● transition aval (Zone 2 b)	71
● tapis drainant (Zone 2 c)	97
● recharge amont (enrochements, Zones 3 + 3 a)	1 690
● recharge aval (enrochements, Zones 3 + 3 a)	1 730
● Moraines (Zone 3 b)	645
● protection de talus (Zone 4)	156
TOTAL	4 518
Charge nominale (pression hydrostatique totale appliquée sur un plan vertical théorique correspondant au barrage)	10 000 MN

3.6. BARRAGES EN REMBLAI AVEC ÉCRAN INTERNE EN SOL-CIMENT

Au barrage Fraueneau (RFA), d'une hauteur de 86 m, une paroi étanche réalisée au moyen d'une tranchée remplie de sol-ciment fut incorporée au noyau central du barrage.

Du fait que les matériaux pour noyau provenant de quelques zones d'emprunt manquaient d'éléments fins, il apparut nécessaire d'augmenter l'étanchéité du noyau. La solution consista à excaver une tranchée, à sec, jusqu'à une profondeur de 1,20 à 1,50 m, dans le noyau central, cette tranchée étant ensuite remplie d'un sol-ciment de composition particulière. De nombreux essais de laboratoire ont montré que la meilleure composition du sol-ciment était la suivante : 85 % de sable silteux dont, environ, 15 % de silt, 10 % de filler argileux et 5 % de ciment. La densité sèche de ce mélange était de 1,45 à 1,50 t/m³. La teneur en eau atteignait 30 % environ.

Le coefficient de perméabilité déterminé par essais de laboratoire sous un gradient hydraulique allant jusqu'à $i = 100$ était de $5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Lors de la construction de la paroi, la hauteur de la tranche de paroi était limitée à 1,20 m-1,50 m et un géotextile était mis en place, en même temps que le sol-ciment, côté aval.

Un important dispositif de mesure et de contrôle fut établi en vue de suivre le comportement du barrage et de la paroi étanche. Au printemps 1981, un remplissage de la retenue, servant d'épreuve, commença et on constata que les tassements différentiels entre la paroi et le noyau adjacent étaient très faibles. L'application de

FINSTERTAL DAM - MAIN DATA :

– Crest level (above sea level)	2 325 m
– Crest length	652 m
– Top width	9 m
– Max. height :	
● above foundation gallery	101 m
● above downstream toe	149 m
● above upstream toe	115 m
– Asphaltic concrete core membrane :	
● Max. height above control gallery	96 m
● Thickness (decreasing with height)	70-60-50 cm
● Surface area	37 000 m ²
– Upstream Slope	1/1.5
– Downstream slope, between berms	1/1.3
	(average
	1/1.47)
– Embankment Volumes (m ³ x 10 ³) :	
● Asphaltic concrete core membrane (1)	24
● Upstream transition zone (2 a)	105
● Downstream transition zone (2 b)	71
● Blanket drain (2 c)	97
● Upstream shoulder, rockfill (3 + 3 a)	1 690
● Downstream shoulder, rockfill (3 + 3 a)	1 730
● Moraine (3 b)	645
● Slope protection (4)	156
TOTAL	4 518
Nominal load (total hydrostatic load on a vertical plane in lieu of the dam)	10 000 MN

3.6. FILL DAMS WITH A DIAPHRAGM WALL OF SOIL CEMENT MIXTURE

At the Frauenau Dam (Fed. Rep. of Germany) with a height of 86 m, a trench diaphragm filled with a soil cement mixture was incorporated in the central core of the dam-body.

Because the core material from some borrow areas was lacking in fines, it was considered necessary to increase the imperviousness of the core. A solution was arrived by excavating a trench in the dry to depth of 1.20 to 1.50 m in the embanked central core, backfilled with a soil cement mixture of specified proportions. Intensive laboratory tests have shown that the best serviceable mixture of soil cement is composed of 85 % silty sand with approx. 15 % silty fraction, 10 % clay filler and 5 % cement.

The resulting dry weight was 1.45 to 1.50 t/m³. The water content amounted to approximately 30 %.

The permeability coefficient at lab tests carried out at a hydraulic gradient of up to $i = 100$ is $v = 5 \times 10^{-9}$ m/s.

When constructing the trench wall, the height of the single wall section was restricted to 1.20 to 1.50 m, and the geotextile was installed together with the soil cement mixture at its downstream side.

An intensive measuring and control system was established in order to observe the behaviour of the dam and the trench diaphragm. In the spring of 1981 a test filling of the reservoir was started and it was found that the difference in settlement between the diaphragm and the adjacent core material was very slight. The

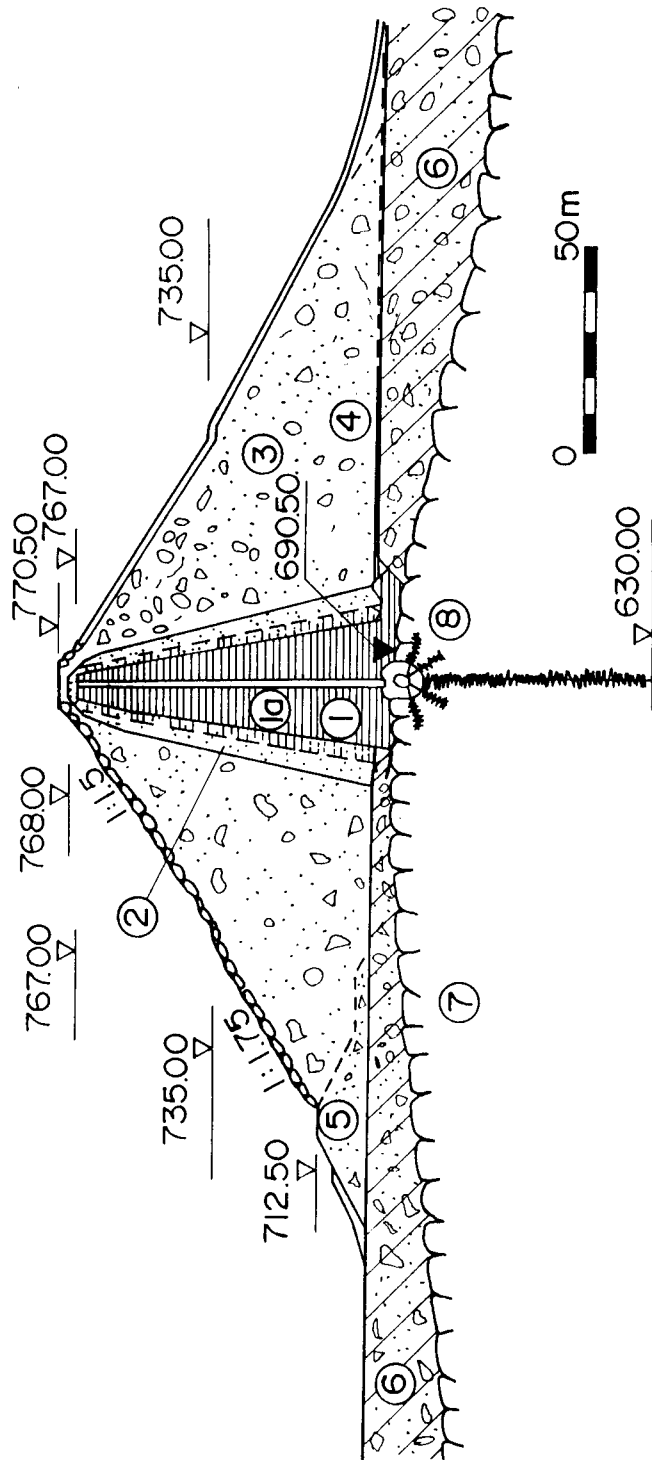


Fig. 18

Barrage de Frauenau (Rep. Féd. d'Allemagne) - Coupe transversale type.
Frauenau Dam (Fed. Rep. of Germany) - Typical cross section.

- | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------|
| (1) Noyau. | (1) Core. |
| (1 a) Paroi moulée à sec. | (1 a) Dry diaphragm wall. |
| (2) Zones de transition. | (2) Transition zones. |
| (3) Recharges en enrochement. | (3) Rockfill shoulders. |
| (4) Tapis drainant avec géotextile. | (4) Drainage blanket with geotextile. |
| (5) Batardeau. | (5) Cofferdam. |
| (6) Roche altérée. | (6) Weathered rock. |
| (7) Gneiss du bedrock. | (7) Bedrock, gneiss. |
| (8) Galerie d'injection et de visite. | (8) Grouting and control gallery. |

la méthode de la paroi étanche réalisée par remplissage d'une tranchée avec du sol-ciment — sous la réserve que des matériaux à noyau, de qualité appropriée, ne sont pas disponibles — a montré que cette méthode de construction était économique comparativement à l'amélioration artificielle des caractéristiques du matériau du noyau.

3.7. BARRAGES EN REMBLAI AVEC D'AUTRES TYPES D'ORGANES D'ÉTANCHÉITÉ

3.7.1. Généralités

Avec les progrès réalisés dans l'étude et la construction des barrages en remblai, divers matériaux de construction facilement disponibles, tels que matériaux synthétiques, textiles imprégnés de bitume, feuilles minces métalliques, etc., ont été étudiés pour la construction d'organes d'étanchéité et de filtres.

Depuis les années 1970, une pérennité et une résistance plus élevées ont été obtenues pour ces matériaux qui, de ce fait, ont été utilisés dans la construction de plusieurs barrages. Les méthodes de construction de ces barrages dépendent étroitement de la conception et des caractéristiques de ces matériaux, et, dans de nombreux cas, des méthodes utilisées d'ordinaire dans les travaux courants de génie civil ont été aussi appliquées à la construction de ces barrages en remblai. Considérée de ce point de vue, la question peut également être traitée par le Comité de la Conception des barrages et le Comité des Matériaux.

Néanmoins, dans le cadre des barrages en remblai, les techniques de construction utilisant des matériaux imperméables de divers types sont décrits dans les chapitres suivants.

Le Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai de la CIGB a préparé un rapport intitulé : « Emploi des étanchéité minces sur les barrages en remblai », publié sous forme du Bulletin 38 en 1981. Ce bulletin présente des informations précises, des listes détaillées d'ouvrages et autres données utiles.

3.7.2. Barrages en remblai avec masque amont mince

Récemment, de nombreuses digues comportant un masque d'étanchéité amont en matériau synthétique ont été construites. Cette tendance s'appuie sur les faits suivants :

- 1) Des barrages en remblai peuvent être construits économiquement en utilisant des masques d'étanchéité minces, même si des matériaux imperméables appropriés n'existent pas à proximité.
- 2) La mise en place de ce matériau synthétique ne nécessite pas des machines importantes et compliquées.
- 3) Le masque peut suivre les tassements normaux du remblai.

Mais, en général, la pente des talus amont et aval du barrage en remblai est assez faible et la hauteur maximale du barrage est limitée à 30 m. Il y a cependant une exception : le barrage Radin Isvor, de 46 m de hauteur, en Bulgarie (lorsque les travaux commencèrent, le barrage était du type « à masque amont en béton de ciment portland », mais, après le début des travaux, le projet fut modifié afin de

application of the trench diaphragm method with soil cement — provided that appropriate core material of adequate quality is not available — has proved to be an economic method of construction, as compared to the artificial upgrading of core material.

3.7. FILL DAMS WITH OTHER IMPERVIOUS ELEMENTS

3.7.1. General

With advances made in design and construction technologies for fill dams, various readily available building materials such as synthetics, bitumen impregnated cloth, thin metal sheets, etc., have been considered for impervious elements and filter materials.

Since the 1970's, as higher durability and strength in these materials has been developed, several dams have been constructed using these materials. The construction methods for these dams are closely dependent on the design and characteristics of these materials, and in many cases ordinary methods which are used in common civil engineering works are also applied for the construction of these fill dams. Considered from this point of view, the subject might also be discussed by the Design and Material committees.

Nevertheless, in accordance with the types of fill dams, the construction techniques using various impervious materials are described in the following paragraphs.

ICOLD Committee on Materials for Fill Dams have prepared a report entitled "Use of Thin Membranes on Fill Dams", which was published as Bulletin 38 in 1981. The Bulletin contains precise information, detailed lists of structures, and other useful data.

3.7.2. Fill Dams with Thin Facings

Recently many dams faced with impervious synthetic material have been constructed. This tendency is based on the following reasons :

- 1) Fill dams can be constructed economically by using thin impervious facings even if adequate impervious materials cannot be obtained in the vicinity.
- 2) Large or complex machines are not required for laying this material.
- 3) This facing can follow normal settlement of the embankment.

But generally, the inclination of the upstream and downstream slope of a fill dam is rather flat and the maximum height of the dam is limited to 30 m, with only one exception — the Radin Isvor Dam 46 m high in Bulgaria (This dam was originally started as a portland cement concrete faced type, but its design was changed after construction started in order to reduce the construction period). Also

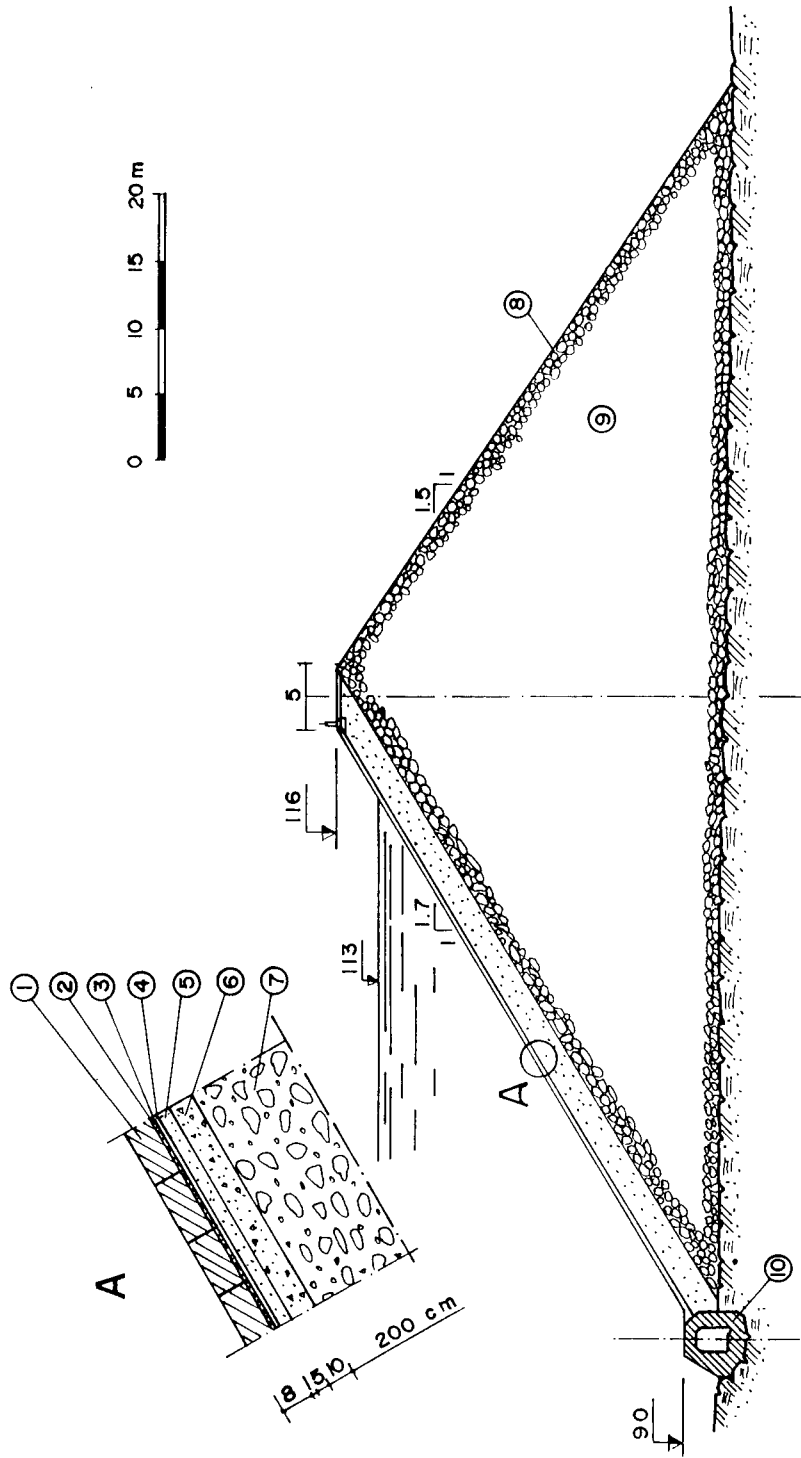


Fig. 19

Barrage de Codole (France) - Coupe type.

Codole dam (France) - Typical cross section.

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------|
| (1) Dalles autobloquantes. | (1) Concrete pitching. |
| (2) Non tissé de protection. | (2) Non-woven protection. |
| (3) Membrane d'étanchéité. | (3) Watertight membrane. |
| (4) Non tissé support. | (4) Non-woven base. |
| (5) Enrobé bitumineux à froid. | (5) Cold premix. |
| (6) Ballast 25/50 imprégné. | (6) Impregnated 25/50 ballast. |
| (7) Ballast 25/120 compacté. | (7) Compacted 25/120 ballast. |
| (8) Parement aval. | (8) Downstream slope. |
| (9) Enrochement. | (9) Rockfill. |
| (10) Galerie de pied. | (10) Inspection gallery. |

réduire la période de construction). Cependant, une approche prudente est jugée nécessaire car les données sur le comportement à long terme de ces matériaux vis-à-vis des rayons solaires, des changements de température, etc., sont encore insuffisantes.

Il y a de nombreux types de matériaux synthétiques : caoutchouc butyl, néoprène, polyéthylène, résine époxy, bitumes, et divers mélanges de ces matériaux. Ils sont souvent armés de matériaux tels que nylon, fibres de verre, fils d'acier, etc.

La surface supportant la membrane mince doit être, au préalable, parfaitement compactée. La membrane doit être complètement protégée contre les dégâts pouvant être causés par les corps flottants, les vagues, la glace.

La construction par mauvais temps exige de grandes précautions : il y a des cas où des ouvriers ont été piégés dans la membrane lors de vents violents, des cas où la membrane a été endommagée par des grêlons ce qui provoquait des fuites après achèvement des travaux.

Quelques exemples de réalisations, avec les mesures prises pour la protection en surface, sont décrits ci-après.

a) Barrage Dobsina (Tchécoslovaquie)

On dit que ce barrage construit en 1959 est le plus ancien dans sa catégorie. Une feuille PVC située entre des dalles de béton préfabriquées de protection fut posée sur le parement amont du barrage. Il est signalé qu'aucune modification des caractéristiques mécaniques n'a été observée pendant les 25 années écoulées.

b) Barrage de Codole (France, Corse, 28 m de hauteur, achevé en 1981)

Pour la préparation de la surface sur laquelle est posée la membrane d'étanchéité amont, une zone constituée de granulats fins a été mise en place en trois couches successives :

- gravier de diamètre 25-120 mm, sur une épaisseur de 200 cm;
- gravier de diamètre 25-50 mm, imprégné d'une émulsion bitumineuse, sur une épaisseur de 10 cm, compacté avec soin;
- enrobé bitumineux à froid, composé de sable 3-6 mm, de 5 cm d'épaisseur, dont la finition soignée donne l'aspect lisse d'un bon revêtement routier.

Après avoir éliminé sur ce support tout objet, gravillon ou petit caillou, on y posa un feutre polyester de 4 mm d'épaisseur, destiné à éviter le poinçonnement de la membrane par les granulats sous-jacents.

La membrane d'étanchéité en PVC, de 2 mm d'épaisseur, fut livrée au chantier en bandes de 6 m de largeur et mise en place sur le feutre immédiatement après la pose de ce dernier. Les soudures entre bandes étaient réalisées sur une largeur de recouvrement de 6 cm à la soudeuse automatique, le contrôle de soudure étant effectué avec beaucoup de soin. Comme au barrage de l'Ospédale (26 m de hauteur), la membrane est protégée par un autre feutre polyester sur lequel sont placées des dallettes en béton préfabriquées de 8 cm d'épaisseur.

Le prix de revient de la membrane incluant les couches-support et la couche de protection a été de 5 000 000 F pour 16 000 m², soit 312 F/m² ou 60 dollars US/m², aux conditions économiques de janvier 1981 (Q 55-R 52 - 14^e Congrès CIGB).

c) Barrage Nishigoya (Japon, hauteur 21,5 m)

Une membrane d'étanchéité en résine de chlorure de vinyle de 2 m d'épaisseur fut posée sur le parement amont et recouverte d'un tapis épais en terre.

it is felt that a cautious approach should be taken because there is insufficient long term data available concerning the durability against sunshine and temperature change, etc., of these materials.

There are many kinds of synthetic materials : butyl rubber, neoprene, polyethylene, epoxy resin, bitumens, and various mixtures of these materials. They are often reinforced with materials such as nylon, glassfibers, metal wires, etc.

The supporting surface under a thin membrane has to be compacted thoroughly beforehand. The membrane has to be protected completely from being damaged by floating objects, wave and ice action.

Construction under bad weather conditions requires great caution : there are cases of workers being entrapped in the membrane by strong winds, or of the membrane being damaged by hailstones which subsequently caused leakage after completion.

Some construction examples of measures taken for surface protection are described below.

a) Dobsina Dam (Czechoslovakia)

It is said that this dam, constructed in 1959, is the oldest of its type. Polyvinyl chloride foil placed between precast concrete for protection was laid at the upstream face of the dam. It is reported that no change in mechanical characteristics was observed during the past 25 years.

b) Codole Dam (France, Corsica, 28 m high, completed in 1981)

For the preparation of the base of the upstream impervious membrane, a fine grained aggregate zone was placed in three consecutive layers :

- gravel of 25-120 mm diameter, 200 cm thick;
- gravel of 25-50 mm diameter, impregnated with bitumen emulsion, 10 cm thick and carefully compacted;
- cold premix of 3-6 mm diameter sand, 5 cm thick and carefully finished to the smoothness of a good road surface.

Small objects, if any, were removed from the surface of this base and then a 4 mm thick polyester felt was laid so that the impervious membrane placed on it would not be punctured or damaged by the underlying aggregates.

The 2 mm thick PVC impervious membrane was brought to the site in 6 m wide rolls and placed on the felt immediately after it was laid. The joint of the membrane was then automatically welded in 6 cm overlapping strips by carefully controlled technique. The surface of the impervious membrane was protected by covering it with another polyester felt and a layer of 8 cm thick precast concrete blocks as in the case of the Ospedale Dam (26 m high).

The cost required for the construction of the membrane including the supporting layers and the covering protection was 5 000 000 F for 16 000 m². This is 312 F/m² or 60 US\$/m² at the rate ruling in January 1981 (Q. 55 - R. 52, 14 ICOLD Congress Transactions).

c) Nishigoya Dam (Japan, 21.5 m high)

A 2 mm thick vinyl chloride resin membrane was used for the upstream impervious membrane and covered with a thick soil blanket.

3.7.3. Barrages en remblai avec écran d'étanchéité interne

a) Barrages en remblai avec membrane d'étanchéité interne constituée d'un film polymère

Des barrages de ce type ont été construits après que des matériaux furent mis au point pour constituer des membranes minces d'étanchéité. Un des avantages de ce type d'organe est que la membrane n'est pas soumise aux rayons solaires et aux changements de température, comme ce serait le cas à l'air libre.

Les caractéristiques du film polymère sont les suivantes :

- 1) Une étanchéité presque totale peut être espérée.
- 2) Le volume du matériau de la membrane mince est beaucoup plus petit que celui de l'argile d'un barrage en remblai à noyau.
- 3) La membrane mince peut suivre les tassements du remblai.
- 4) Aucun matériel spécial n'est nécessaire pour la construction de la membrane.

A noter que cette membrane mince ne supporte pas de charge.

En URSS, le barrage Atbashi, de 80 m environ de hauteur, fut construit avec le profil en travers type représenté par la Fig. 20.

La partie basse comprend un rideau d'injection stabilisant les dépôts d'alluvions dans le lit de la rivière (8 m), un remblai en sable-gravier (14 m) déversé au-dessous du niveau de l'eau sur les alluvions, surmonté d'un bloc en béton contenant une galerie de visite. Dans la partie supérieure du barrage, une membrane de polyéthylène est ancrée au bloc de béton et aux clavettes en béton sur les versants du thalweg, constituant ainsi une coupure totale et continue.

b) Barrages en remblai avec membrane d'étanchéité mince en acier

En URSS, des barrages en remblai avec une membrane d'acier constituant leur écran interne d'étanchéité ont été construits dans des régions très froides où la température descend jusqu'à -50°C et où n'existent pas des matériaux imperméables de bonne qualité. Les barrages Serebryanskaya ($h = 64$ m) et Norilskaya ($h = 25$ m)) sont des exemples de ce type.

Au barrage Serebryanskaya, pour la constitution de la membrane, on a utilisé des palplanches en acier, de forme en U, de 1 cm d'épaisseur, de 40 cm de largeur et de 10-12 m de longueur, assemblées par serrure. La membrane était montée par panneaux de 10-12 m de hauteur au moyen de grues puis remblayée de terre. La liaison horizontale entre panneaux était réalisée par soudure électrique. Les interstices entre palplanches, le long des joints d'assemblage, étaient rendus étanches par une bande de caoutchouc ou un mastic spécial. La stabilité de la membrane sous l'effet du vent était assurée par des supports qui étaient enlevés au fur et à mesure que le remblai montait.

c) Remarques complémentaires

Des barrages en remblai avec diaphragme central ont été réalisés en URSS notamment en climat très froid.

Cependant, dans certains pays, on a hésité à utiliser cette technique pour les ouvrages importants, faute de connaissances sur le comportement à long terme de film mince. Si les membranes sont noyées dans le remblai et protégées ainsi contre les rayons UV, on s'est interrogé sur le risque d'agression biologique. Par ailleurs, il serait difficile d'éliminer le risque de détérioration pendant les travaux, lors des déversements ou du compactage à proximité.

3.7.3. Fill Dams with Central Diaphragms

a) *Fill Dams with Thin Polymer Film Diaphragm*

Dams of this type have been constructed since suitable materials for thin impervious diaphragms were developed. One of the advantages of this type is that the film is not affected by sunshine and temperature change as it would in the open air.

The characteristics of the polymer film are :

- 1) Almost perfect watertightness can be expected.
- 2) Required volume of the film diaphragm is much smaller than that of the clay in a central core fill dam.
- 3) The film diaphragm can effectively follow the settlement of the fill dam.
- 4) No special equipment is required for the construction of this film diaphragm.

Note : This thin film is not load bearing.

In USSR, the Atbashi Dam, about 80 m high, was constructed with the typical cross section as shown in Fig. 20.

Its lower part consists of a grout curtain stabilizing alluvial deposits in the river bed (8 m) and gravel-sand soils (14 m) dumped below water level on the alluvias followed by a concrete block with an inspection gallery. At the upper part of the dam, a polyethylene film is secured to the concrete block and concrete keys in the river channel slopes thus constituting a complete and continuous cut off.

b) *Fill Dams with Thin Steel Impervious Membranes*

In the USSR, fill dams using steel membranes for their central impervious diaphragms were constructed in a very cold area where the temperature drops down to -50°C , and where also there are no impervious materials of high quality. The Serebryanskaya Dam (64 m high) and the Norilskaya Dam (25 m high) are examples of this type.

At Serebryanskaya Dam, for mounting the membrane, trough-shaped steel sheet piles were used which were 1 cm thick, 40 cm wide, and 10-12 m long, and lock-jointed. The membrane was assembled in 10-12 m stages with hoisting cranes, and filled with soil. The horizontal joint between the stages was electrically welded. Vertical gaps between piles in lock joints were sealed at the upstream side with either rubber strip or special mastic. The vertical stability of the membrane against wind was ensured by separate supports which were removed as the filling progressed.

c) *Additional Remarks*

Fill dams with central diaphragms have been successfully constructed in USSR, especially in very cold districts.

However, in some countries the use of this technique in important large structures has been deferred until more is known about the long term performance of the thin film. Although the diaphragms are buried and not exposed to ultra-violet attack, some concern has been expressed about possible biological attack. It would also be difficult to prevent the film being damaged during construction, when dumping or compaction in adjacent zones is taking place.

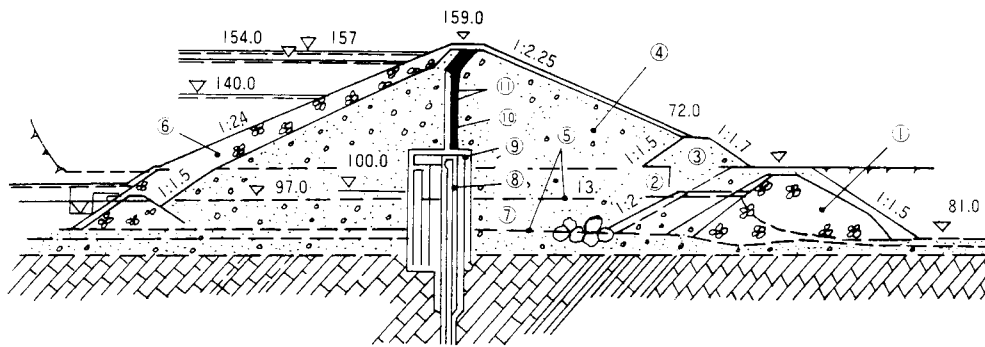


Fig. 20

Barrage d'Atbashi (URSS) avec membrane de polyéthylène.

Atbashi Dam (USSR) with a Polyethylene membrane.

- | | |
|--|--|
| (1) Banquette en enrochement érigée à l'aide d'un sautage orienté. | (1) Banquette. |
| (2) Zone de transition avec filtre inversé. | (2) Transition zone with inverted filter. |
| (3) Banquette support en pierres. | (3) Supporting stone banquette. |
| (4) Sable et blocs. | (4) Sand-boulder soil. |
| (5) Remblai déversé sous l'eau. | (5) Sub-water soil dump. |
| (6) Pierres grossières. | (6) Coarse stones. |
| (7) Rideau d'injection dans le sable-gravier. | (7) Grout curtain in sand-gravel. |
| (8) Blocs en béton. | (8) Concrete block. |
| (9) Galerie. | (9) Gallery. |
| (10) Membrane mince (épaisseur 0.6 mm). | (10) 0.6 mm thick film membrane. |
| (11) Membrane complémentaire de protection en polyéthylène, de 0.6 mm d'épaisseur. | (11) Additional protective membrane of 0.6 mm thick polyethylene film. |

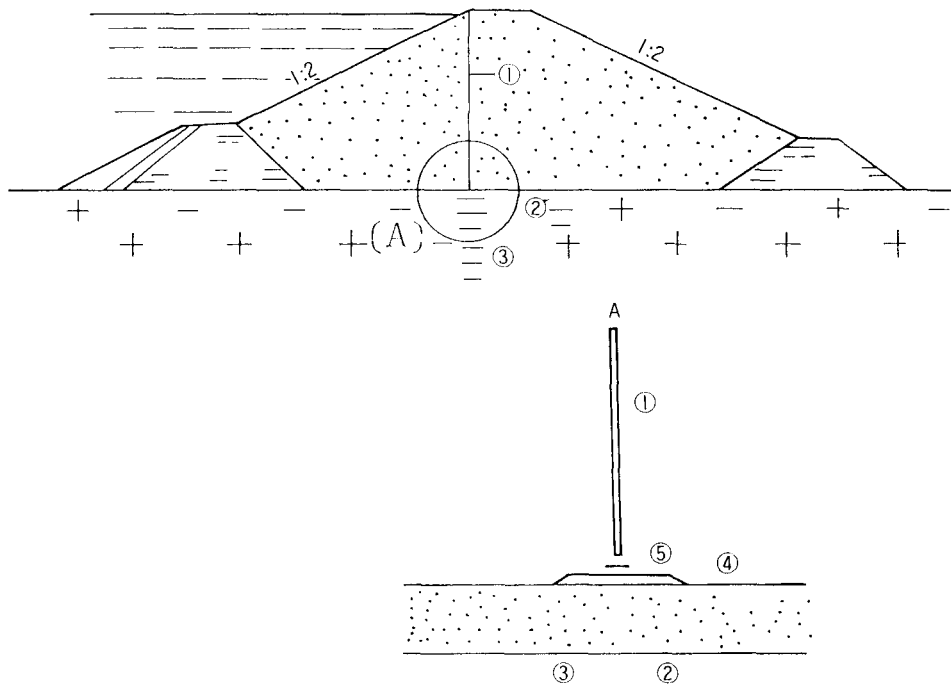


Fig. 21

Barrage de Serebryanskaya (URSS).
Serebryanskaya Dam (USSR).

Le barrage de Serebryanskaya-2, en remblai de sable et gravier, avec membrane d'étanchéité en acier.
The Serebryanskaya-2 sand gravel embankment dam with steel membrane.

- | | |
|-------------------------------|-------------------------|
| (1) Membrane. | (1) Membrane. |
| (2) Mur-parafouille en béton. | (2) Concrete cut off. |
| (3) Rideau d'injection. | (3) Grout curtain. |
| (4) Tapis bitumineux. | (4) Bituminous mats. |
| (5) Élément-support. | (5) Supporting element. |

3.8. AUTRES TYPES DE BARRAGES EN REMBLAI

Quelques barrages ont été récemment réalisés en utilisant diverses méthodes qui sont largement adoptées dans la construction d'ouvrages de génie civil courants.

Des exemples sont décrits dans les chapitres suivants.

3.8.1. Barrage en remblai avec écran interne d'étanchéité constitué par injection, sans canal de dérivation provisoire

Le barrage Seaham, de 25 m de hauteur et de 380 m de longueur, a été construit près de l'embouchure de la rivière William, à environ 40 km au nord de Newcastle (La Nouvelle Galles du Sud, Australie).

Ce barrage est destiné à empêcher que l'eau de la rivière ne soit contaminée par l'eau de mer, à marée haute, et à fournir de l'eau d'irrigation et de l'eau potable.

Le niveau de la crête du barrage est situé à 3 m au-dessus du niveau moyen de la mer et à 1 m au-dessus du niveau de marée haute. La largeur en crête est de 3 m et la largeur maximale à la base de 70 m.

Tout d'abord, 300 000 m³ de sédiments fluviatiles furent dragués sur 15 m de profondeur jusqu'au bedrock et 150 000 m³ de matériaux rocheux furent déversés à l'avancement depuis les deux rives. Le courant de la rivière entraînait les éléments fins de l'enrochement tout-venant de carrière pendant la mise en place. Le débit passant à travers l'enrochement était d'environ 40 m³/s pour une charge d'eau différentielle de 30 cm et une surface submergée de 3 600 m².

Les travaux réels de construction de l'écran interne au moyen d'injection débutèrent en juin 1975, mais des études très approfondies sur divers problèmes furent exécutées plusieurs années avant, ainsi que des essais *in situ* sur un plot d'essai situé à peu près au milieu de la rivière et considéré comme représentatif de l'ensemble du barrage.

Les problèmes fondamentaux à résoudre au début étaient les suivants :

1) forage sur une profondeur de plus de 25 m, à travers les blocs rocheux déversés, très gros et très durs;

2) injection d'un coulis spécial dans des conditions de courant souvent rapide.

La disposition type des forages d'injection est représentée sur la Fig. 23.

Le métré est approximativement :

Longueur totale des forages : 32 500 m;

Volume total d'injection : 22 000 m³;

Quantités totales utilisées :

ciment : 9 100 tonnes;

argile : 2 800 tonnes;

sable : 2 000 tonnes;

silicate : 730 tonnes;

réactif pour gel : 48 tonnes.

Les travaux d'injection permirent d'obtenir une perméabilité moyenne de $8 \cdot 10^{-7}$ m/s pour l'écran.

Après achèvement de l'écran par injections, une barrière hydraulique fut constituée, en deuxième étape, en forant des trous verticaux, de 10 cm de diamètre, espacés de 2 m le long de l'axe de l'écran, et en introduisant dans ces trous des tubes

3.8. OTHER TYPES OF FILL DAMS

Recently some dams are being constructed by applying various kinds of methods which are widely used in general civil engineering construction. Some examples are described in the following paragraphs.

3.8.1. A Fill Dam with a Central Diaphragm Constructed by Grouting without Diversion Canal

The Seaham Weir, 25 m high, 380 m long, was constructed near the mouth of the William River, about 40 km north of Newcastle in New South Wales, Australia.

The functions of this dam are to prevent river water being contaminated by sea water due to adverse tides and to supply irrigation and drinking water.

The elevation of the top of the dam is 3 m above mean sea level and 1 m above high tide level. The width at the top is 3 m and the maximum width at the base is 70 m.

To begin with, 300 000 m³ of river sediment 15 m deep was dredged down to bed rock, and 150 000 m³ of rock material was placed by successive dumping from both banks. The river current removed the fines from the run of quarry rock during the placing, and the flow through the rockfill was estimated to be about 40 m³/s for a differential head of 30 cm and a submerged sectional area of 3 600 m².

Actual work on constructing a central diaphragm by means of grouting was started in June 1975, but very elaborate studies on various aspects had been carried out several years beforehand, and also trials were conducted *in situ* in a test block near the center of the river considered representative of the overall dam conditions.

Fundamental problems which had to be solved at the beginning were :

- 1) to drill more than 25 m to bed rock through large and hard blocks of dumped rock;
- 2) to inject grout milk of specified mixture effectively under conditions of swift and frequently current flows.

Typical hole layout is shown in Fig. 23.

Approximate quantities required are :

Total length of drilling : 32 500 m;

Total grout volume to place : 22 000 m³;

Total quantities used :

cement : 9 100 tons;

clay : 2 800 tons;

sand : 2 000 tons;

silicate : 730 tons;

reagent for gel : 48 tons.

As a result of the grouting work, the permeability of the diaphragm was on average 8.0×10^{-7} m/s.

After completion of the diaphragm by means of grouting, an hydraulic barrier was created as stage 2 by drilling vertical holes, 10 cm diameter, spaced every 2 m along the axis of the diaphragm and inserting plastic tubes, in the holes leading to

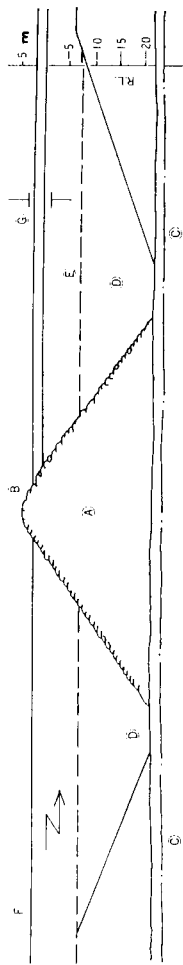


Fig. 22

Barrage de Seaham (Australie) - Coupe transversale.
Seaham Weir (Australia) - Cross section.

- (A) Barrage en enrochement.
- (B) Protection de crête.
- (C) Fondation rocheuse.
- (D) Fouille par dragage.
- (E) Lit de la rivière à l'origine.
- (F) Niveau de la retenue amont.
- (G) Amplitude de la marée aval.

- (A) Rockfill.
- (B) Crest protection.
- (C) Base rock surface.
- (D) Dredged excavation.
- (E) Original bed of river.
- (F) Upstream pool level.
- (G) Downstream tidal range.

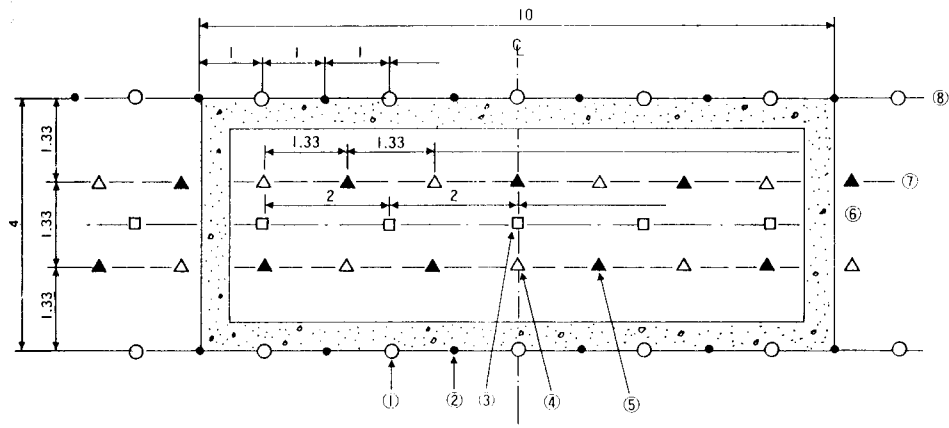


Fig. 23

Ouvrage d'étanchéité du seuil de Seaham - Disposition type des forages d'injection.
Seaham Weir Sealing - Typical Layout of Grout Holes.

- | | |
|---|--|
| (1) Forages primaires de fermeture du batardeau. | (1) Cofferdam closure primary holes. |
| (2) Forages secondaires de fermeture du batardeau. | (2) Cofferdam closure secondary holes. |
| (3) Barrière hydraulique - Forages de pompage - Utilisés aussi pour l'étanchement de l'enrochement. | (3) Hydraulic barrier - Pumping holes - Used for rock sealing also. |
| (4) Forages primaires du traitement interne - Premier remplissage par gravité - Réinjection à basse pression. | (4) Inner treatment of primary holes - Gravity prime filling - Fine pressure regrouting. |
| (5) Forages secondaires du traitement interne - Mortier de surface - Injection à basse pression. | (5) Inner treatment secondary holes - Surface mortar - Fine pressure grouting. |
| (6) Barrière hydraulique. | (6) Hydraulic barrier. |
| (7) Ligne du traitement interne. | (7) Inner treatment line. |
| (8) Ligne du batardeau. | (8) Cofferdam line. |

en matière plastique reliés à des pompes électriques. Ce dispositif peut réduire la salinité de l'eau du réservoir, qui doit être probablement influencée par les variations du niveau de marée au parement aval du barrage. Le fonctionnement des pompes électriques est automatique suivant les variations du niveau d'eau dans le réservoir et du niveau de la marée à l'aval, de sorte que toutes les conditions sont optimisées.

La réussite de la construction de ce barrage démontre que la réalisation d'un écran par injection d'enrochement très perméable est possible et que cette méthode peut être appliquée à d'autres projets pour lesquels se posent des problèmes de salinité, de pollution, de marée.

3.8.2. Barrages en terre armée

Le barrage du Vallon des Bimes (France, hauteur = 9 m) a été construit au début des années 1970 et est le premier barrage en remblai comprenant une zone en terre armée dans le corps de l'ouvrage.

La construction est unique en son genre, bien que l'échelle soit petite : hauteur 9 m seulement, longueur 36 m, volume de remblai 2 500 m³. Le barrage peut évacuer le débit maximal de crue de 20 m³/s par déversement sur la crête, la lame d'eau tombant à une certaine distance du pied aval, ce qui présente une sécurité vis-à-vis des affouillements. Avant cela, on ne pouvait imaginer le déversement d'une crue sur la crête d'un barrage en remblai classique. En outre, la durée de construction fut très courte : 7 semaines avec huit ouvriers.

En 1976, un autre barrage de ce type fut construit, le barrage de Maraval. Sur ce barrage également, les crues sont évacuées par déversement sur la partie centrale de la crête. Le parement amont du barrage est recouvert d'une membrane mince d'étanchéité constituée d'un textile non tissé imprégné de bitume.

Encouragé par le succès des barrages susmentionnés, le barrage de l'Estelle, de 29,50 m de hauteur, est maintenant proposé. Sur cet ouvrage, une crue de 90 m³/s pourra être évacuée par-dessus la crête en évitant le parement aval vertical en terre armée.

Récemment, aux États-Unis, plusieurs barrages de ce type ont été construits. Le barrage Taylor Draw (Colorado) est actuellement le plus haut barrage de ce type aux États-Unis. Il a une hauteur de 22,6 m, une longueur de 380 m et un volume total de remblai de 214 000 m³. L'évacuateur de crues, de 123 m de longueur, situé au centre du barrage, consiste en panneaux verticaux de terre armée. La capacité maximale du déversoir de crue est de 2 000 m³/s et la lame d'eau tombe dans un bassin de dissipation d'énergie, de 3,05 m de profondeur, à l'aval du pied du barrage en remblai. Le coût total du barrage est de 13 millions de dollars US, sa construction ayant été exécutée en 6 mois environ avant la fin de 1983.

3.8.3. Barrages en remblai avec section centrale déversante (type Zhaogushe - République Populaire de Chine)

Les barrages en remblai déversants, du type Zhaogushe, dont le premier fut réalisé par les masses populaires dans la Région de Wenling, Province de Zhejiang, ont connu une grande vogue depuis 1958. Ce type de barrage est bien adapté aux régions montagneuses où les vallées sont étroites, présentant très peu de terrain meuble et des dépôts fluviaux peu épais dans le lit de la rivière, et où un évacuateur

electric pumps. This system can minimize the salinity of the water in the reservoir, which is likely to be affected by the changes of the tide level at the downstream face of the dam. Operation of the electric pumps is automatic in accordance with the variation of the water level in the reservoir and downstream tide level, so that the overall conditions are optimized.

The successful construction of this dam, which proves the feasibility of constructing diaphragms in very permeable rockfill by means of grouting, could be applied to the other projects affected by problems of salinity, pollution and tidal conditions.

3.8.2. Fill Dams Constructed by Reinforced Earth Method

The Vallon des Bimes Dam (France, 9 m high) was constructed in early 1970 and is the first prototype of a fill dam which has a reinforced earth zone in the body of the dam.

The idea is unique, although the scale is small : only 9 m high, 36 m long and 2500 m³ of embankment volume. The dam can spill the maximum discharge of 20 m³/s of flood by overtopping the crest and drop it safely at some distance from downstream toe of the dam. Before this no one could imagine a flood overtopping the crest of a conventional fill dam. Besides, the construction period was very short-only 7 weeks using eight workers.

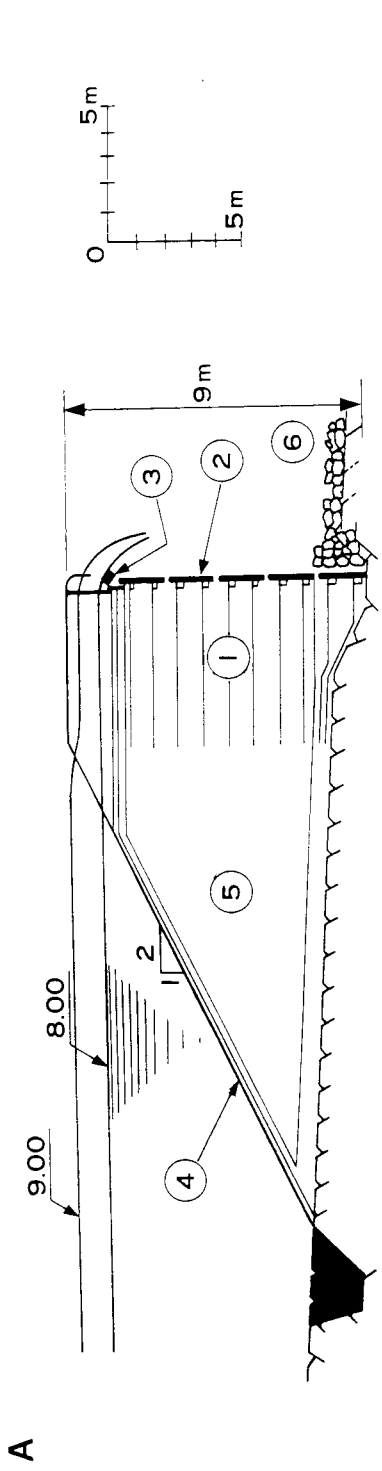
In 1976 the Maraval Dam was constructed in a similar type. At this dam also the flood was spilled over the central part of the crest. The upstream face of the dam is covered by a thin textile membrane.

Encouraged by the success of the above-mentioned dams, the Estelle Dam, 29.5 m high, is now proposed. At this project a flood of 90 m³/s will also be spilled by overtopping and drop clear of the downstream vertical face of reinforced earth.

Recently in USA, several dams of this type have been constructed. The Taylor Draw Dam (Colorado) is the highest of this type in the USA at present. It is 22.6 m high, 380 m long and has a total embankment volume of 214 000 m³. The 123 m long spillway, installed in the center of the dam, consists of vertical reinforced earth panels. The maximum overflow capacity of the spillway is about 2 000 m³/s and the water will fall freely into the energy dissipating pool, 3.05 m deep, at the downstream of the fill dam base. Total dam cost is 13 million US\$ and the construction was completed in about 6 months before the end of 1983.

3.8.3. Fill Dams with Central Overflow Sections (Zhaogushe Type) - (PR of China)

Zhaogushe type overflow fill dams, which were first brought into being by the people's masses in Wenling County, Zhejiang Province, have been widely popularized since 1958. This type of dam is suitable in rocky mountainous regions where the river valley is narrow with insufficient soil materials and the deposit on the river bed is shallow and where a chute spillway would involve a large volume



Cross-section
Coupe en travers

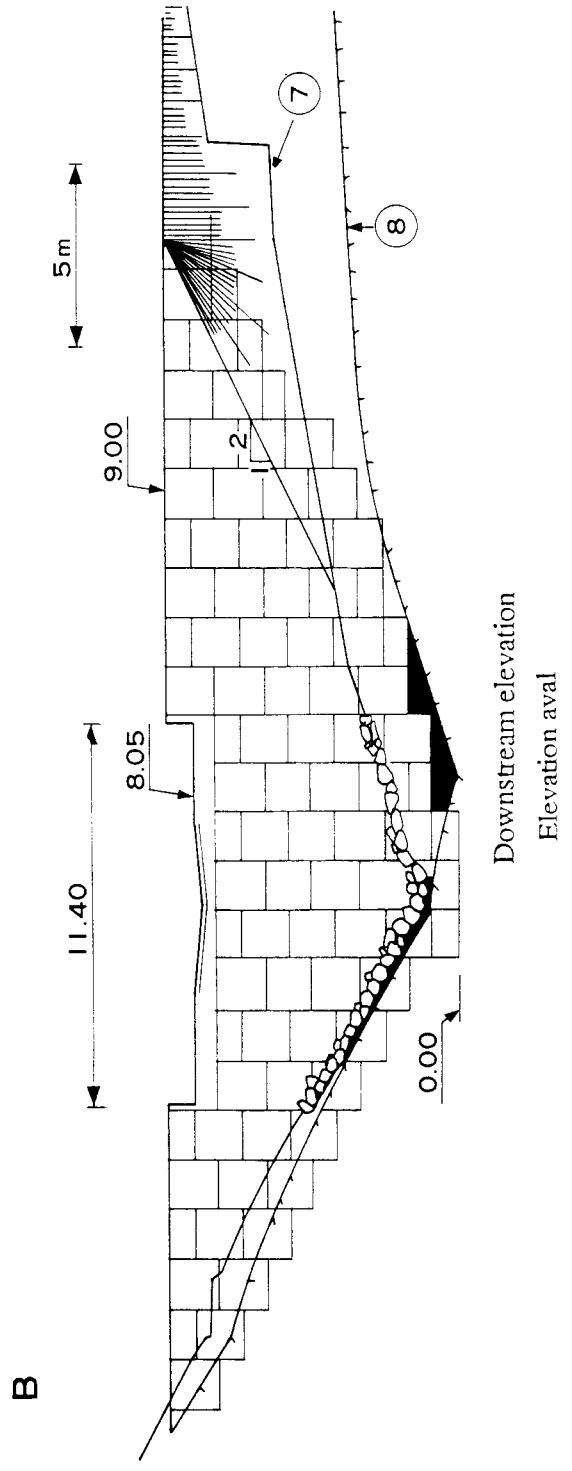


Fig. 24

Barrage du Vallon des Bimes.
Vallon des Bimes Dam.

Barrage du Vallon des Bimes.

- (A) Coupe en travers.
- (B) Élévation aval.
- (1) Massif de terre armée.
- (2) Peau en écailles de béton.
- (3) Poutre déversante.
- (4) Revêtement d'étanchéité.
- (5) Recherche amont.
- (6) Bassin de tranquillisation.
- (7) Terrain naturel.
- (8) Toit du rocher.

Vallon des Bimes dam.

- (A) Cross-section.
- (B) Downstream elevation.
- (1) Reinforced earth volume.
- (2) Reinforced earth facing panels.
- (3) Spilling beam.
- (4) Impervious lining.
- (5) Upstream shell.
- (6) Stilling basin.
- (7) Existing ground.
- (8) Bedrock.

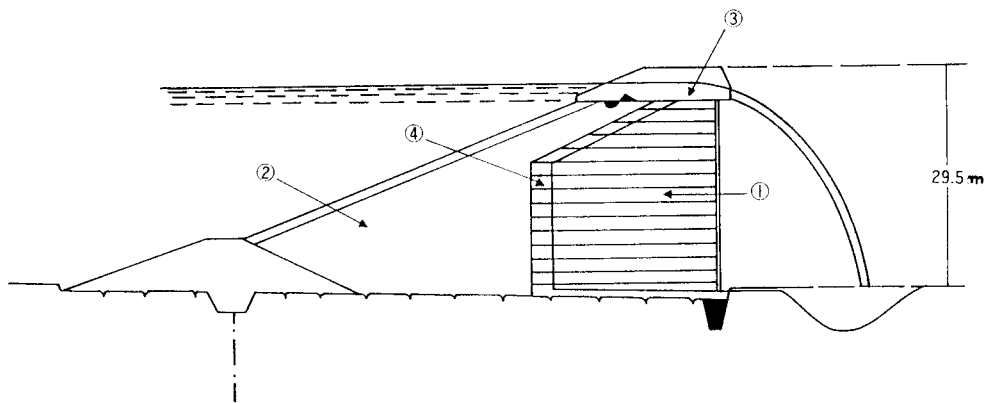


Fig. 25

Digue en terre armée de l'Estelle (projet) (France).

Design for Estelle reinforced earth overflow dam (France).

- (1) Zone en terre armée.
- (2) Zone étanche.
- (3) Déversoir de surface.
- (4) Filtre.

- (1) Reinforced earth zone.
- (2) Impervious zone.
- (3) Overflow spillway.
- (4) Filter.

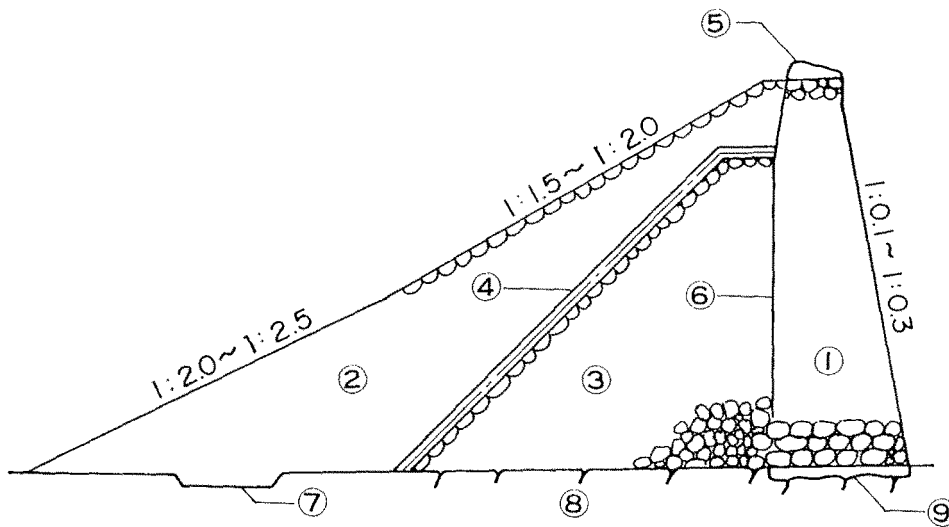


Fig. 26

Coupe du barrage déversant, en terre et en enrochement,
type Zhaogushe (République Populaire de Chine).

*Cross Section of Zhaogushe Type
Overflow Earth-Rockfill Dam (PR of China).*

- | | |
|---|--------------------------------|
| (1) Maçonnerie de pierres sèches. | (1) Dry-laid masonry. |
| (2) Noyau incliné en argile. | (2) Sloping clay core. |
| (3) Enrochement mis en place par couches. | (3) Rockfill placed in layers. |
| (4) Filtres. | (4) Filters. |
| (5) Crête de l'évacuateur de crue. | (5) Spillway crest. |
| (6) Liaison rugueuse. | (6) Rough interface. |
| (7) Tranchée parafouille. | (7) Key trench. |
| (8) Fondation rocheuse. | (8) Rock foundation. |
| (9) Soubassement en béton. | (9) Concrete base. |

à coursier sur rive conduirait à un volume important d'excavation. Ce type de barrage déversant s'est développé rapidement et actuellement on en dénombre plus de 160 dans toute la province. La hauteur maximale atteint 32,5 m. Ces barrages peuvent supporter sans risque le déversement de faibles débits sous une charge d'eau de 1 m environ.

Des études ont été également exécutées en vue d'améliorer leur conception et leur technique de construction.

Dans les régions de forte sismicité probable, la construction des barrages du type Zhaogushe devra tenir compte des séismes.

Les principales particularités de ce type de barrage et les problèmes concernant le projet et la construction sont traités dans ce chapitre.

1) *Structure et tenue du barrage*

Le barrage du type Zhaogushe présente un profil en travers composé de cinq parties, comme indiqué sur la Fig. 26.

a) A l'aval, une maçonnerie de pierres sèches dont l'axe présente une légère courbure. La pente de son parement externe est de 1/0,1 à 1/0,3 et son parement interne est vertical.

b) A l'amont, un noyau incliné en argile.

c) Un prisme central en enrochement.

d) Des couches de filtre placées sous le noyau amont.

e) Une crête déversante.

Le barrage type Zhaogushe rentre dans la catégorie terre et enrochement, mais est constitué principalement d'enrochement. La maçonnerie de pierres sèches est la partie principale en assurant la sécurité, le noyau amont réalise l'étanchéité, le prisme d'enrochement améliore la stabilité de la maçonnerie et les filtres assurent un fonctionnement satisfaisant à long terme du noyau en argile. Le barrage type Zhaogushe ne peut pas être classé dans la catégorie « barrage-voûte en maçonnerie »; il ne ressemble pas non plus à un barrage en terre compactée ni à un barrage en enrochement avec noyau amont incliné. Le parement aval peut être réalisé à la pente de 1/0,1 à 1/0,3 lorsque le bedrock est dur et sain, étant donné que la stabilité est beaucoup augmentée en adoptant une maçonnerie de pierres sèches à l'aval. Le barrage peut déverser en toute sécurité sous une certaine hauteur d'eau, si la crête est renforcée et protégée contre l'érosion. Il est également différent du barrage-poids en maçonnerie. Le noyau d'étanchéité amont en argile, le prisme d'enrochement et les filtres entre le noyau et l'enrochement élargissent le corps du barrage, ce qui assure une stabilité d'ensemble satisfaisante au glissement. Les joints entre la maçonnerie de pierres sèches et la fondation rocheuse et également les joints à l'intérieur de la maçonnerie sont ouverts, ce qui fait que la maçonnerie n'est pas soumise à l'effet de la sous-pression due à la retenue et qu'il n'y a pas de désordres causés par des contraintes de traction. Une roche saine et dure, de résistance à la compression suffisamment élevée (de préférence, supérieure à 500 kg/cm²) sera utilisée pour la maçonnerie. Pour un barrage de 30 m environ de hauteur, aucune rupture ne résultera d'un déversement si les pierres destinées à la maçonnerie présentent une forme convenable permettant d'assurer un contact aussi grand que possible entre éléments.

Le prisme d'enrochement adjacent à la maçonnerie est très important pour la stabilité de celle-ci. Comme l'angle de frottement interne de l'enrochement est

of excavation. This kind of overflow dam has developed rapidly and has now numbered over 160 in the whole province. The maximum height has reached 32.5 m. These dams can safely withstand small overflow discharges under a head of about 1 m.

Necessary scientific researches will also be carried out for further raising the level of their design and construction technique.

In regions of probable severe earthquakes, the construction of the Zhaogushe dams should be based on special earthquake design.

The main features of this dam type and problems relating to the design and construction are dealt with in this chapter.

1) *Dam Structure and Performance*

The Zhaogushe dam has a cross section composed of five parts as shown in Fig. 26.

- a) Downstream dry-laid masonry with an axis slightly curved. Its outer slope is 1/0.1-1/0.3 and the interior face is vertical.
- b) Upstream sloping clay core.
- c) Central prism of rockfill.
- d) Filter layers placed below the sloping core.
- e) Overflow crest.

The Zhaogushe dam is a kind of earth-rock embankment, but mostly built of rock materials. The dry-laid masonry constitutes the key part in ensuring safety, the impervious sloping core guarantees water impoundment in the reservoir, and the filter layers ensure effective and long-term functioning of the clay core. The Zhaogushe dam cannot be classified as a masonry arch dam; it is also unlike a rolled fill earth dam or a rockfill dam with sloping core. The downstream face can be made as steep as 1/0.1 to 1/0.3 when built on hard and sound bedrock, as the stability is greatly increased by using dry masonry downstream. The dam can be overtopped safely under a certain head, if the crest is strengthened and protected from scouring. It is also different from a masonry gravity dam. The impervious clay core, the rockfill prism and the filters in between the clay core and the masonry enlarge the dam body, thereby the integral stability of the dam against sliding is sufficient. There are free bonds between the masonry and the foundation rock and also between the masonry itself, and hence the masonry is not affected by the uplift during reservoir impoundment and there is no trouble with tensile stress. Fresh and hard rock of sufficiently high compressive strength (desirably not below # 500) should be used for the masonry. For a dam about 30 m high, no failure due to overstressing may result if the rocks for the masonry are processed to a suitable shape to increase the area of contact between the rocks.

The prism of rockfill adjacent to the masonry is of much significance to the stability of the latter. As the angle of internal friction of rockfill is considerably larger

beaucoup plus élevé que celui de la terre, la poussée active agissant sur la maçonnerie est réduite en utilisant de l'enrochement plutôt que de la terre.

En outre, l'enrochement perméable peut facilement drainer l'eau qui s'est infiltrée à travers le noyau incliné et, ainsi, la maçonnerie n'est pas directement sollicitée par la pression d'eau ni par la sous-pression. Du point de vue de la construction, l'enrochement avec un parement amont dressé à 1/1 assurera une bonne liaison entre le noyau incliné et les filtres et une meilleure adaptation aux tassements du noyau et des filtres. L'enrochement sera stable et fournira une plus grande plateforme de travail pour la pose des pierres de la maçonnerie, l'enrochement étant monté en même temps que la maçonnerie.

2) Principaux avantages

Du fait de son adaptation aux conditions locales, telles que des versants raides de thalweg, et aux insuffisances de matériaux terreux, et du fait de l'utilisation plus importante de matériaux locaux que de ciment et d'autres matériaux provenant de l'extérieur du site, la méthode Zhaogushe offre une nouvelle voie pour la construction de retenues dans des régions montagneuses en vue de répondre aux besoins en eau d'irrigation des terres agricoles.

Le parement aval de la maçonnerie de pierres sèches étant raide et la crête permettant le déversement des crues, la hauteur du barrage peut être relativement réduite et on peut espérer une économie de quelque 40 % sur le volume total d'enrochement et de terre, comparativement au barrage classique en terre et enrochement créant une retenue de même capacité. Les difficultés fréquemment rencontrées lors des fouilles d'un évacuateur avec coursier implanté sur le versant raide d'une vallée peuvent être évitées en faisant passer les crues sur la crête du barrage. Pour des retenues situées dans des petits bassins versants et devant être réalisées par étapes, le problème de la dérivation de la rivière et du passage des périodes de crue en toute sécurité peut être également résolu plus facilement. De ce fait, on peut profiter plus tôt des avantages procurés par le remplissage des retenues.

Dans les régions humides ou très froides, la mise en place d'enrochement est plus facile, comparativement à la terre, et s'adapte mieux aux conditions de travail dans les zones montagneuses. De plus, la technique de construction est à la portée des masses populaires. L'utilisation de matériaux locaux conduit à une économie de coût et de travail. De ce fait, ce type de barrage est bien accueilli par les masses populaires.

3) Disposition de la crête déversante

Un trait saillant du barrage type Zhaogushe est la possibilité de déversement des crues sur la crête de l'ouvrage, c'est-à-dire d'implantation d'un évacuateur de crues sur la crête. Il y a chute libre de la lame d'eau dans le lit de la rivière et, en général, des dispositifs de dissipation d'énergie ne sont pas nécessaires.

Pour un barrage type Zhaogushe, de faible hauteur, contrôlant un bassin versant relativement petit, la crête déversante est construite en pierres de taille posées suivant une forme arquée. Les pierres sont placées parfaitement en contact les unes avec les autres, le long d'une direction radiale, avec la face la plus grande côté amont, ce qui donne un certain effet d'arc. Parfois, la section longitudinale de l'évacuateur présente une forme concave dans la partie centrale, avec les parties latérales à un

than that of earth fill, the active pressure acting on the masonry is effectively reduced by using rockfill rather than earth fill.

Besides, the pervious rockfill can readily drain away the water which has percolated through the sloping core, and so, the masonry is not directly acted upon by water pressure nor by uplift pressure. From the standpoint of construction, the rockfill with a trimmed upstream slope of 1/1 will provide good bond between the sloping core and the filters and will give better adaptability to the settlements of the core and the filters. The rockfill will be stable and will also give larger working space for stone-laying, if the rockfill is raised parallel with the masonry.

2) *Principal Advantages*

Being adaptable to local conditions such as great slope of the river bed and deficiency in soil materials, and using more local materials than cement and other materials from outside areas, the Zhaogushe method promises a new way for building reservoirs in mountainous areas to fulfil the irrigation demands of farmlands.

As the downstream face of the dry-laid masonry is rather steep, and the crest permits overflowing, the height of the dam can be relatively reduced, and a saving of some 40 % may be expected in the total volume of rock and earthwork as compared with a conventional earth-rock dam holding a reservoir of the same capacity. The difficulties frequently encountered in the excavation of a chute spillway located at steep valley slope may be avoided by passing the flood over the dam crest. For reservoirs on small catchment basins to be constructed in stages, the problems of river diversion and passing the flood seasons safely can also be solved more easily. Thereby benefits from reservoir impoundment can also be derived earlier.

In humid regions or in frozen regions, the placement of rockfill is easier than the placement of earth fill and more adaptable to the working conditions in mountainous areas. Moreover, the construction technique is easily grasped by the masses. The use of local materials results in economy in cost and labour. Hence, this type of dam is acceptable to the masses.

3) *Layout of the Overflow Crest*

One salient feature of Zhaogushe-type dam is its possibility of overflowing flood over the dam crest, i.e. of locating a spillway on the dam crest. The water nappe overfalls freely from the crest into the river bed, and there is usually no need of providing energy dissipation facilities.

For a low Zhaogushe-type dam controlling a relatively small catchment area, the overflow crest is constructed of ashlar laid in a bow shape. The ashlars are placed in close contact with each other along radial direction with their larger ends facing upstream, thus giving some sort of arch action. At times, the spillway surface in the longitudinal direction is made concave in the middle and higher at both sides so that the water nappe during small discharge might project far away from

niveau plus élevé, de sorte que la nappe d'eau, pour les faibles débits, est rejetée loin du pied aval du barrage. Pour des hauteurs d'eau et des débits spécifiques élevés, la crête de l'évacuateur est constituée de dalles en béton qui dépassent de 20 cm environ le bord du barrage, ou bien un pertuis circulaire est adopté en crête. Dans le cas de forts débits et d'une fondation rocheuse de qualité médiocre, un contre-barrage peut être construit à l'aval, créant un matelas d'eau destiné à dissiper l'énergie.

4) *Profils en travers types de barrages déversants, en terre et enrochement, type Zhaogushe, donnés à titre de références*

En se basant sur les résultats de reconnaissances *in situ*, d'études et de calculs exécutés suivant les conditions du projet, des profils en travers types de barrages déversants, en terre et enrochement, du type Zhaogushe, sont présentés à titre de références.

Ils figurent au chapitre 4 de l'ouvrage « Construction de barrages par le peuple chinois » publié par le Comité National Chinois des Grands Barrages en 1979.

3.8.4. Utilisation de géotextiles

Après 1970, les géotextiles ont connu une grande utilisation dans la construction des barrages en terre. Les principales fonctions des géotextiles sont : la séparation-anticontamination, la filtration, le drainage et le renforcement mécanique.

Les diverses applications sont, par exemple :

- Posé sur le remblai du talus amont, le géotextile sert de filtres entre les matériaux de la recharge et le rip-rap ou les dalles en béton du parement.
- Il peut servir de séparateur entre deux zones différentes de remblai.
- Il peut être utilisé pour la construction de drains verticaux, de collecteurs ou de tranchées, ou il peut être posé autour de matériaux grossiers dans un drain de pied.
- Il peut être utilisé pour des bandes drainantes en vue d'accélérer la consolidation.
- Il peut être posé sur les fondations pour la séparation ou pour le renforcement entre la fondation et le remblai.
- Il constitue un moyen d'intervention dans le cas de sols bouillants ou d'érosion rapide.
- Il présente une certaine résistance à la traction, à la différence de la couche habituelle de transition.
- Il peut assurer un bon accrochage de la végétation sur le talus aval.

Un groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages a présenté au 14^e Congrès de la CIGB, en 1982, un rapport détaillé contenant de nombreux exemples (R 53 Q 55). Ce rapport donne des recommandations sur le choix d'un filtre et indique de nouvelles possibilités de constitution et d'utilisation des géotextiles.

Le Bulletin n° 55, « Géotextiles, filtres et transitions pour barrages en remblai » présente en détail les techniques d'utilisation des géotextiles. Ce bulletin fut rédigé par le Comité National Britannique et publié en 1986.

Les méthodes de construction appliquées au barrage Hans Strijdom, de 57 m de hauteur, situé dans la République d'Afrique du Sud, sont présentées dans le Rapport 42, Q 55. Dans ce cas, la terre à noyau était disponible en petite quantité et présentait en général une faible plasticité. Le sable pour filtre fin était également

the dam toe. For a spillway crest with a high water head and large specific discharge, concrete slabs are used which protrude outwards some 20 cm from the edge of the dam, or a circular inlet is adopted at the dam crest. In case of indifferent rock foundation and large water flow, a secondary dam may be built to dissipate the flow energy by water cushion.

4) *Typical Section of Zhaogushe Overflow Earth-Rock Dams for Reference*

On the basis of the results of *in situ* investigations and analyses and computation made according to design conditions, typical sections of this type of overflow earth-rock dam are presented for reference. They are incorporated in Chapter 4 “ Dam Construction by Chinese People ”, published by the Chinese National Committee on Large Dams in 1979.

3.8.4. Use of Geotextiles

After circa 1970 geotextiles have become widely used in earth dam construction. The main functions of the geotextiles are separator, filter drain and reinforcement.

The varieties of applications are, for instance :

- When laid under the upstream face, they act as filters between the shoulder material and the riprap or concrete-slab facing.
- They can separate different zones of fills.
- They can be used for constructing vertical drains, collectors or trenches, or can be placed around the coarse material in a toe drain.
- They can be used for strip drains to accelerate consolidation.
- They can be laid over foundations for separation, or for reinforcement between fill and foundation.
- They are an emergency control measure for boiling or fast erosion.
- Geotextiles have tensile strength, unlike the usual transition layer.
- They can give plant growth a firm footing on the downstream face.

A working group of the French National Committee on Large Dams has presented a detailed paper with many examples on Q 55, R 53 of the 14th Congress of ICOLD in 1982. In this paper guidelines for choosing a filter are proposed and new possibilities about the construction of the geotextiles and their use are also presented.

ICOLD Bulletin 55, entitled “ Geotextiles as filters and transitions in fill dam ”, deals with the use of geotextiles in fill dams in considerable detail. This bulletin was prepared by BNCOLD in 1986.

Construction methods for the Hans Strijdom Dam, 57 m high in Republic of South Africa, are presented in Q 55, R 42. In this case, core material was in short supply and generally of low plasticity. Sand for fine filter was also difficult to obtain. The solution adopted was to minimize the core and the filter width and to

difficile à obtenir. La solution adoptée consistait à réduire au minimum les épaisseurs du noyau et du filtre et à incorporer un filtre en géotextile entre le noyau et le filtre fin pour compléter les matériaux et accroître la protection contre les renards.

Les nappes de géotextile étaient raccordées entre elles au moyen de fils d'acier galvanisé, avec, au préalable, formation d'un joint souple en pliant ensemble les deux extrémités.

Il est prévu de surélever ultérieurement le barrage de 12 m pour porter sa hauteur totale à 69 m, et le projet a été établi en conséquence.

Le barrage fut terminé en juillet 1980 pour un coût total de 20 500 000 dollars et il est signalé que les fuites maximales, après remplissage de la retenue, ont été de 13 l/s, comprenant les résurgences dans la zone aval.

3.8.5. Béton projeté sur le parement amont d'un barrage en terre et enrochement pour constituer une protection anti-vague

Cette technique fut utilisée au barrage Blue Rock (Victoria, Australie). Le barrage, d'une hauteur de 75 m, comprend un noyau central en argile, des filtres classés et des recharges constituées de grès à grains très fins (pélites) et de basalte altéré. Il fut construit entre 1979 et 1984 par la « State Rivers and Water Supply Commission » (à laquelle a succédé, en 1984, la « Rural Water Commission »).

Les essais d'altération accélérée et d'exposition à l'air, auxquels fut soumis le grès sur le site, indiquèrent qu'il ne convenait pas pour la protection contre les vagues en raison de sa rupture rapide le long des nombreux plans de stratification et de diaclases. D'autres solutions furent donc étudiées : riprap provenant de lieux éloignés du site, matériaux synthétiques, mais la méthode du béton projeté conduisait à une économie de 0,5 million de dollars australiens.

Le parement a été terminé en juin 1983 et la retenue remplie en septembre 1985. Aucun défaut ou problème n'était apparu à la fin 1985. Une légère fissuration apparaît seulement aux endroits où des intervalles libres avaient été prévus dans le grillage d'armature, principalement dans la direction verticale. La largeur maximale des fissures est de 7 mm environ. La Fig. 29 donne des détails du revêtement de protection réalisé. Sa surface totale est de 18 500 m². Il s'étend sur toute la longueur de 550 m du barrage en remblai, avec une hauteur verticale de 10 m au-dessous du niveau normal de retenue et de 5 m au-dessus, et une pente de 1/1,4. Il recouvre également une risberme horizontale de 4,50 m de large, située au-dessous du niveau normal de retenue et servant d'accès pour la pompe à béton montée sur camion. Une quantité suffisante d'éclats de basalte, de diamètre nominal 300 mm, fut obtenue sur le site pour constituer la protection, sur une hauteur verticale de 2,50 m environ, entre le niveau supérieur de la protection en béton et le niveau de la crête du barrage. Bien qu'ayant des dimensions plus petites que celles présentées en général par un riprap, ces éclats de basalte assurent une dissipation satisfaisante de l'énergie des vagues, au-dessus du béton plus lisse, pour les niveaux élevés de retenue. Cette zone peut facilement être entretenue depuis la crête du barrage. Les études du fonctionnement de la retenue ont montré que le parement constitué d'enrochement de grès, au-dessous du revêtement en béton, ne serait découvert qu'à des intervalles peu fréquents et seulement pour de courtes périodes.

En vue de fournir au béton une assise convenable, une zone de transition en matériaux de grès de petites dimensions fut mise en place sur une largeur de 3 m

incorporate a filter cloth between the core and fine filter to supplement the materials and give added protection against piping.

Joining of the cloth sections was done using galvanized steel wire. Before stitching the two edges of the cloth to be joined, the cloth was folded together to form a flexible joint.

In the future there is a plan to raise the height of this dam by 12 m making a total height of 69 m, and the design has been done accordingly.

The dam was completed in July 1980 at a total cost of \$ 20 500 000 and it is reported that the maximum leakage after the filling of the reservoir was 13 l/s including groundwater springs in the downstream zone.

3.8.5. Pneumatically Applied Concrete on the upstream face of an earth and rockfill dam to act as wave protection

This technique was used at Blue Rock Dam located in Victoria, Australia. The dam is 75 m high, with a central clay core, graded filters, and rock shells of mudstone and weathered basalt. It was constructed between 1979 and 1984 by the State Rivers & Water Supply Commission (succeeded by the Rural Water Commission in 1984).

Accelerated weathering tests and exposure tests on the site of the mudstone indicated its unsuitability for wave protection because of rapid breakdown along the numerous bedding and joint planes. Alternative " off-site " sources of rip-rap rock together with other fabricated products were investigated, but savings in the order of \$ Aust 0.5 million were achieved by using pneumatically applied concrete.

The face was completed in June 1983 and the dam filled in September 1985. No defects or problem had appeared by the end of 1985. Only minor cracking is evident at the designed positions at the gaps in the reinforcing mesh, mainly in the vertical direction. The maximum crack width is approximately 7 mm. Details of the face applied are shown in Fig. 29. The total area is 18 500 m². It extends for the full embankment length of 550 m and for a vertical height 10 m below and 5 m above FSL on a 1 on 1.4 slope. It also crosses a horizontal berm 4.5 m wide located below FSL to provide access for the truck mounted concrete pump. Sufficient basalt rock spalls of nominal 300 mm diameter were obtained on the site to place above the concrete for a vertical height of approximately 2.5 m to embankment crest. Although smaller than desirable for rip-rap, the spalls provide for wave dissipation above the smoother concrete at high reservoir levels. This zone can be readily maintained from the embankment crest. Studies of reservoir behaviour showed that the mudstone rockface below the concrete would only be exposed at infrequent intervals and then only for short periods.

To provide a suitable base for the concrete, fine transition zone mudstone was placed for a width of 3 m outside the normal 3 A rock zone. This was compacted

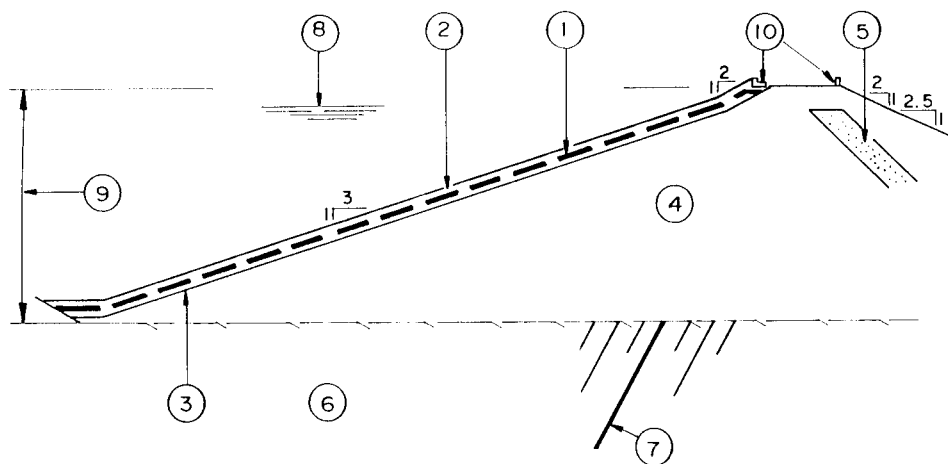


Fig. 27

Barrage du Puy Terrier (France) - Géotextile : utilisation A (filtre de parement amont).

Puy Terrier Dam (France) - Use A : geotextile for upstream face filter.

- | | |
|---|--|
| (1) Géotextile Sodoca AS 600 ou similaire :
surface 7 500 m ² . | (1) 7 500 m ² Sodoca AS 600 geotextile or equivalent. |
| (2) Enrochement 0-700 mm, épaisseur 70 cm. | (2) 0-700 mm rockfill, 70 cm. |
| (3) Arènes non compactées, épaisseur 10 cm. | (3) Dumped residual clayey sand, 10 cm. |
| (4) Remblai homogène en arènes granitiques. | (4) Rolled residual clayey sand. |
| (5) Drain-cheminée en sable. | (5) Sand chimney drain. |
| (6) Fondation en granite altéré ou sain. | (6) Weathered/sound granite foundation. |
| (7) Rideau d'injection. | (7) Grout curtain. |
| (8) Retenue normale. | (8) Normal water level. |
| (9) Hauteur 25 m. | (9) Height 25 m. |
| (10) Murets en béton armé. | (10) RC parapet. |

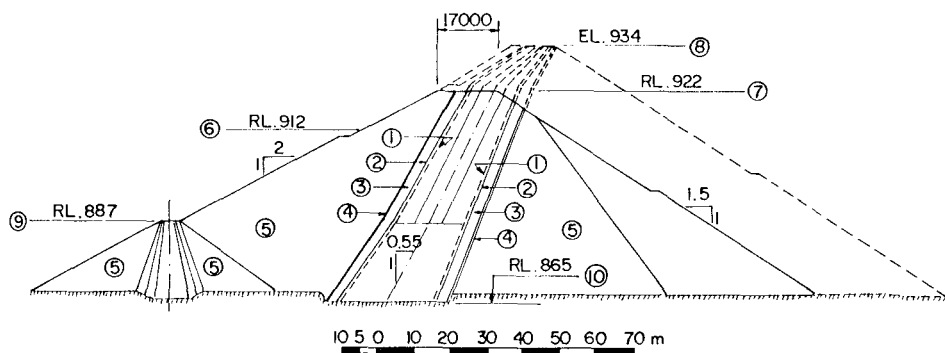


Fig. 28

Barrage de Hans Strijdom (Afrique du Sud) - Coupe transversale.
Hans Strijdom Dam (Republic of South Africa) - Cross section.

- | | |
|--|-------------------------------|
| (1) Tissu filtre. | (1) Filter cloth. |
| (2) Filtre en sable. | (2) Sand filter. |
| (3) Filtre en gravier. | (3) Gravel filter. |
| (4) Enrochement sélectionné. | (4) Selected rockfill. |
| (5) Enrochement. | (5) Rockfill. |
| (6) Niveau de retenue normale. | (6) Full supply level. |
| (7) Niveau initial de la crête. | (7) Initial crest level. |
| (8) Niveau final de la crête. | (8) Final crest level. |
| (9) Niveau de la crête du batardeau. | (9) Cofferdam crest level. |
| (10) Niveau le plus bas de la fondation. | (10) Lowest foundation level. |

à l'extérieur de la zone d'enrochement ordinaire 3 A. Cette zone de transition était compactée au rouleau vibrant à surface lisse, par couches horizontales, le remblai étant exécuté avec une tolérance de $-0, +0,50$ m; le talus était ensuite réglé au moyen d'un excavateur hydraulique. Celui-ci était guidé par rayon laser pivotant à l'inclinaison de 1/1,4. La surface définitive était damée avec le godet de l'excavateur.

L'armature est constituée de nappes de grillage en acier, placées au milieu du béton de 200 mm d'épaisseur. Elles sont pliées et introduites dans une tranchée, de 1 m de profondeur et 0,50 m de largeur, creusée au niveau inférieur. Les nappes ont 6 m de longueur et 2,4 m de largeur et renferment des fils de 8 mm de diamètre disposés selon une maille de 100×200 mm. Elles sont mises en place en ménageant un intervalle libre de 150 mm sur tout le pourtour afin de permettre de maîtriser la fissuration.

Un tuyau de drainage en matière plastique, de 75 mm de diamètre, est prévu à chaque coin des nappes d'armature pour éliminer les sous-pressions provenant de l'enrochement perméable sous-jacent.

Le béton était déversé directement dans la tranchée depuis les camions malaxeurs à béton et, dans une zone inaccessible aux camions, au moyen d'une benne en acier.

La mise en place pneumatique du béton de revêtement s'effectuait au moyen d'une lance spéciale installée à l'extrémité de la flèche d'une pompe à béton montée sur camion. La lance se raccordait à trois flexibles de 25 mm de diamètre alimentés par un compresseur de 287 l/s. En vue de guider l'ouvrier pour l'épaisseur de béton et le recouvrement de 100 mm exigé, des barres en matière plastique de 75 mm de hauteur étaient attachées au-dessus de la surface d'armatures.

L'épaisseur moyenne du béton fini atteignait 270 mm (comparée à l'épaisseur de 200 mm du projet) du fait du remplissage des vides de la surface d'enrochement et de la forme arrondie prise par les coins sur la risberme. La mise en place a atteint une moyenne de 15 m² par heure, comprenant le déplacement et l'installation du matériel, les arrêts occasionnels et quelques retards dans les livraisons de béton provenant de la centrale à béton située à 20 km du chantier.

Le béton subissait une cure pendant trois jours au moyen de tuyaux d'arrosage alimentés par une citerne située sur la crête du remblai.

Le coût total comprenant la tranchée du parafeu, les armatures et le béton a été de 41,79 dollars australiens le mètre carré.

Composition du béton

La résistance à la compression à 28 jours requise au projet était de 25 MPa. Les essais en laboratoire sur éprouvettes cylindriques ont donné 35-45 MPa.

Dimension maximale des granulats	20 mm
Rapport maximal eau/ciment	0,55
Slump (affaissement)	50-80 mm
Eau (kg)	175
Ciment (kg)	320
Sable grossier (kg)	820
Sable fin (kg)	100
Granulats - 20 mm (kg)	100
Granulats - 14 mm (kg)	850

(Les poids de tous les granulats et sables sont des poids « secs ».)

in horizontal lifts using the vibratory smooth drum roller, to the embankment tolerance of $-0, +0.5$ m, and was subsequently trimmed as the fill rose using a hydraulic excavator. The excavator was guided by a laser rotating at the 1 on 1.4 slope. The final surface was tamped with the excavator bucket.

Reinforcement is steel mesh sheets placed centrally in the nominal 200 mm thick concrete. These are bent into a 1 m deep by 0.5 m wide trench excavated at the bottom level. The sheets are 6 m long by 2.4 m wide containing 8 mm wires spaced 100 mm \times 200 mm, and were placed with a clear gap all round of 150 mm to allow controlled cracking.

A 75 mm dia. plastic drainage pipe is provided at each corner of the mesh sheets to dissipate uplift pressures from the permeable rockfill below.

Concrete in the trench was poured directly from concrete agitator trucks and by steel bucket in one section inaccessible to the trucks.

The face concrete was applied pneumatically through a specially developed nozzle at the end of the boom of a truck mounted concrete pump. The nozzle was fitted with three 25 mm dia. air hoses supplied from a 287 l/s air compressor. To guide the operator on concrete thickness and the 100 mm cover required, plastic bar chairs 75 mm high were attached above the face of the reinforcement.

The average finished thickness of concrete placed was 270 mm, compared to the design 200 mm which occurred because of filling voids in the rock face and rounding of the corners across the berm. The placing rate achieved was an average of 15 m² per hour which included moving and setting up, occasional blockages and some delays in concrete deliveries from the off-site batch plant located 20 km from the site.

The concrete was wet cured for 3 days using “soakit” hoses fed from a tanker on the top of the embankment.

The total cost including the cut off trench, reinforcement and concrete was \$ Aust 41.79 per m².

Mix Design

The design 28 day compressive strength was 25 MPa. Laboratory results on test cylinders gave 35-45 MPa.

Maximum Aggregate Size	20 mm
Maximum Water/Cement Ratio	0.55
Slump	50-80 mm
Water (kg)	175
Cement (kg)	320
Sand-coarse (kg)	820
Sand-fine (kg)	100
Aggregates - 20 mm (kg)	100
Aggregates - 14 mm (kg)	850

(All aggregate and sand weights are dry weights.)

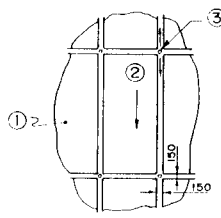
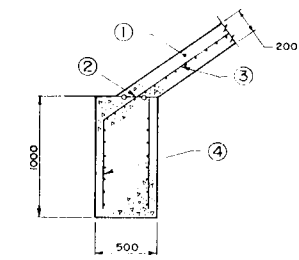
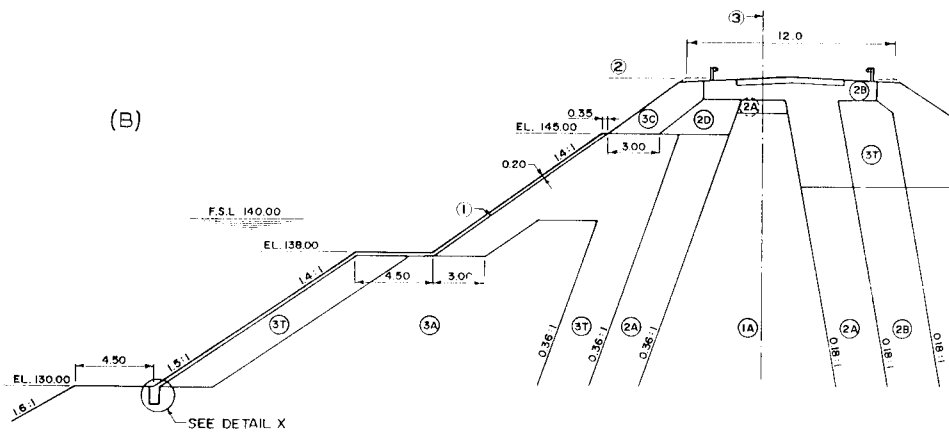
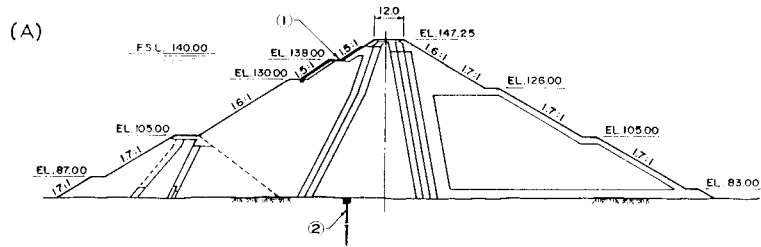


Fig. 29

Barrage de Blue Rock (Australie) - Protection par béton projeté anti-vague.
Blue Rock Dam (Australia) - PAC Wave Protection.

- | | |
|---|--|
| (A) Coupe type du remblai. | (A) <i>Typical embankment section.</i> |
| (1) Protection anti-vague. | (1) <i>Wave protection.</i> |
| (2) Rideau d'injection. | (2) <i>Grout curtain.</i> |
| (B) Détails de la protection anti-vague en béton projeté. | (B) <i>PAC Wave Protection Details - NTS.</i> |
| (1) Béton projeté avec une nappe d'armatures F 81. | (1) <i>Pneumatically applied concrete (PAC) with one layer F 81 mesh.</i> |
| (2) Crête incluant le bombement. | (2) <i>Crest including camber.</i> |
| (3) Axe du remblai. | (3) <i>Axis of embankment.</i> |
| (1 A) Noyau en argile - argile sableuse (tertiaire). | (1 A) <i>Clay core - sandy clay (tertiary).</i> |
| (2 A) Filtre fin - sable propre. | (2 A) <i>Fine filter - clean sands.</i> |
| (2 B) Filtre moyen - basalte traité. | (2 B) <i>Medium filter - processed basalt.</i> |
| (2 D) Filtre moyen - basalte traité (< 150 mm). | (2 D) <i>Medium filter - processed basalt (minus 150 mm).</i> |
| (3 A) Enrochement sélectionné - grès à grains fins. | (3 A) <i>Selected rockfill - mudstone.</i> |
| (3 B) Enrochement tout-venant - basalte/grès à grains fins. | (3 B) <i>Random rockfill - basalt/mudstone.</i> |
| (3 C) Riprap - basalte (> 150 mm). | (3 C) <i>Rip rap - basalt (plus 150 mm).</i> |
| (3 T) Enrochement de transition - grès à grains fins sélectionné. | (3 T) <i>Transition rockfill - selected mudstone.</i> |
| (C) Détail X. | (C) <i>Detail X.</i> |
| (1) Béton projeté. | (1) <i>PAC.</i> |
| (2) Joint de construction. | (2) <i>Construction joint.</i> |
| (3) Armatures F 81. | (3) <i>F 81.</i> |
| (4) Nappe d'armatures avec recouvrement net de 65. | (4) <i>F 81 mesh with 65 clear cover.</i> |
| (D) Détail de la structure et du drainage. | (D) <i>Detail of fabric and drainage.</i> |
| (1) Nappe d'armatures F 81. | (1) <i>Fabric F 81.</i> |
| (2) Pente de la structure. | (2) <i>Slope of fabric.</i> |
| (3) Tuyau de drainage PVC Ø 75 mm situé à chaque coin des nappes d'armatures. Tolérance ± 1 m dans la direction indiquée. Tuyau à poser avec une inclinaison de 15° hors fruit. | (3) <i>Ø 75 mm PVC drainage pipe placed nominally at corner of fabric. Tolerance ± 1 m in direction shown. Pipe to be laid with nominal 15° dip out of batter.</i> |

3.8.6. Barrages en terre et en enrochement avec noyau d'argile humide (Royaume-Uni)

a) Généralités

Dans les régions à forte pluviosité sur toute l'année, il est souvent difficile de construire les noyaux d'argile des barrages en remblai par des méthodes classiques. De telles méthodes comportent en général l'utilisation de matériel lourd compactant l'argile à — ou près de — sa teneur en eau optimale. Lorsque la teneur en eau naturelle est bien au-dessus de l'optimum, les difficultés pratiques de séchage de l'argile ont souvent entraîné de sérieux retards dans la construction.

Une solution consiste à utiliser l'argile à sa teneur en eau naturelle élevée et à accepter le niveau de compactage plus faible qui en découle et les déformations qui en résultent. Cette technique a été mise en œuvre avec succès depuis le siècle dernier au Royaume-Uni (noyaux d'argile corroyée) et ailleurs, sur des barrages de hauteur modeste, mais elle n'avait pas été utilisée jusqu'à présent pour des barrages de grande hauteur.

La conception « noyau humide » pour un barrage de grande hauteur semble avoir été adoptée pour la première fois au barrage Monasavu aux îles Fidji, terminé en 1982. Le barrage en enrochement, de 85 m de hauteur, comporte un noyau constitué d'argile halloïsite, particulièrement humide, de faible densité et molle; il fut construit dans une zone où la hauteur annuelle de pluie atteignait 5 300 mm.

Actuellement (1987), le barrage à noyau d'argile humide de Wadasintang (Java, Indonésie) est en construction. Avec une hauteur de 120 m, il sera probablement la plus grande réalisation de ce type au monde.

b) Principe

Le principe de base du « noyau humide » est de réaliser une faible résistance au cisaillement non drainée pendant la construction. Cela empêche le noyau de transférer sa charge aux recharges adjacentes par effet d'arc en engendrant des contraintes de cisaillement dans ce noyau. Par conséquent, il est vraisemblable que les contraintes totales verticales dans tout le noyau dépasseront celles présentées par des noyaux « consistants » résultant d'un compactage classique. De plus, les contraintes totales horizontales associées atteindront probablement une proportion plus élevée par rapport aux contraintes verticales et, ainsi, seront plus grandes en valeurs absolues que dans le cas d'un noyau classique. Dans un barrage comportant un noyau humide vertical ou légèrement incliné, les contraintes verticales et horizontales se rapprocheront respectivement des contraintes principales maximales et minimales, et leurs valeurs seront ainsi moins différentes les unes des autres et plus élevées que dans un noyau « consistant ». La fracturation hydraulique requiert que la pression hydraulique interne dans le noyau dépasse en un point la contrainte totale principale minimale, et qu'il y ait ensuite propagation à travers le noyau jusqu'à ce qu'une fissure existe de l'amont jusqu'à l'aval. Ce risque est considérablement réduit dans le noyau en argile molle humide.

Les déformations plus grandes résultant de l'adoption d'un noyau de consistance molle nécessitent une adaptation de façon à éviter que ne prennent naissance des zones de déformations élevées qui, si elles sont excessives, peuvent être elles-mêmes à l'origine d'une fracturation hydraulique. Ce risque est réduit en adaptant la géométrie de l'ouvrage, en particulier le profil longitudinal.

3.8.6. Earth and Rockfill Dams with Wet Cores (UK)

a) General

In areas of naturally high rainfall throughout the year it is often difficult to construct clay cores of embankment dams by conventional means. Such means generally involve the use of heavy compaction plant operating on the clay at or near its optimum moisture content. Where the natural moisture is well above the optimum moisture content, the practical difficulties of drying the clay have often caused serious delays to construction projects.

An alternative is to use the clay at its natural high moisture content and to accept the lower compaction standard involved, and the consequent deformations. This technique has been used successfully since the last century in the United Kingdom (puddle clay cores) and elsewhere on dams of modest height, but it had not hitherto been used on high dams.

The first use of the "wet core" concept for a high dam is believed to be at the Monasavu Dam in Fiji, completed in 1982. The dam is an 85 m high rockfill/clay core embankment with an unusually wet, low density, soft, halloysitic residual clay core, and was constructed in an area with an annual rainfall up to 5 300 mm.

Currently (1987) Wadasintang Dam in Java, Indonesia is under construction as a wet core dam to a height of 120 m, which is believed to be the highest such type in the world.

b) Principles

The basic principle of wet core design is to ensure a low undrained shear strength during construction. This prevents the core transferring its load by arching action to the adjacent shells by shear stresses developed in it. Consequently the eventual total vertical stresses throughout the core are likely to exceed those produced in stiff cores resulting from conventional compaction. Furthermore, the associated total horizontal stresses are likely to attain a higher proportion of the vertical stresses, and thus be higher in absolute terms than for a conventional core. In a central or slightly inclined wet core dam the vertical and horizontal stresses will approximate to the major and minor principal stresses respectively, which will thus be closer in value to each other and higher than in a stiff core. Hydraulic fracture requires that the seepage pressure of the pore water in the core at any point exceeds the minimum total principal stress, followed by propagation across the core until a crack exists from upstream to downstream. This risk is considerably reduced by a soft wet core design.

The greater deformations resulting from the use of soft cores need accommodation so as to avoid zones of high strain which, if excessive, could themselves be at risk of hydraulic fracture. This risk is reduced by appropriate geometric design, particularly of the longitudinal profile.

c) Précédents

L'utilisation économique de gros matériel de chantier a mis fin à la pratique de construction du noyau en argile corroyée, il y a un quart de siècle environ. En Angleterre, l'un des derniers barrages se rattachant à cette technique fut le barrage Selset. Le noyau humide compacté a été adopté dans de nombreux barrages suédois et norvégiens depuis le milieu de ce siècle, tandis que le barrage Scamonden (Angleterre) est un exemple de barrage, de hauteur moyenne, à noyau d'argile humide et molle, construit en utilisant un matériel moderne. Des détails sur tous ces ouvrages sont donnés par J. L. Sherard (1981) : « Construction de barrages en remblai dans des régions à forte pluviosité », Symposium sur l'aménagement hydroélectrique de la Région de l'Amazone, São Paulo, Brésil, octobre 1981, pp. 1-19.

Le barrage Monasavu (îles Fidji) est décrit dans les références suivantes :

Knight D. J. (1986). « Caractéristiques géotechniques et comportement de l'argile halloysite de Monasavu (Fidji), *Clay Minerals, The mineralogical Society*, Volume 21, n° 3, septembre 1986, pp. 311-332.

Knight D. J., Naylor D. J. et Davis P. D. (1985). « Comportement en contraintes et déformations du barrage en enrochement, avec noyau d'argile molle, de Monasavu : prévision, comportement et analyse », *Comptes rendus*, 15^e Congrès International des Grands Barrages, Lausanne, Volume 1, Rapport Q 56/R 68, juin 1985, pp. 1299-1326.

Comité Britannique des Grands Barrages (1984). « Le Barrage Monasavu, aux îles Fidji », *News and Views*, n° 27, novembre 1984, pp. 12-13.

Knight D. J., Worner N. M. et McClung J. E. (1982). « Matériaux et méthodes de construction pour un barrage en enrochement, avec noyau en argile très humide, aux chutes de Monasavu, îles Fidji », *Comptes rendus*, 14^e Congrès International des Grands Barrages, Rio de Janeiro, Volume IV, Rapport Q 55/R 17, mai 1982, pp. 293-303.

3.8.7. Méthode du sautage contrôlé

Lors de la mise en valeur des ressources hydrauliques en Union Soviétique et en République Populaire de Chine, la réalisation de nombreux grands aménagements hydroélectriques a été rendue possible grâce à l'utilisation de la méthode du sautage contrôlé pour la construction de barrages de dérivation et du corps des barrages principaux. Cette méthode a conduit à une diminution importante des coûts d'ouverture des carrières, des coûts des ouvrages provisoires, tels que les routes d'accès, et du matériel lourd d'abatage en carrière et de transport; de plus, il était possible de réduire l'importance des ouvrages de dérivation.

Cependant, afin de limiter les infiltrations à un niveau tolérable, les parements amont et aval des barrages ont des pentes douces. De ce fait, le volume du barrage est de 1,5 à 2 fois plus important que celui du barrage classique. Actuellement, on est en train d'éclaircir les problèmes fondamentaux posés par cette méthode, au moyen d'essais et d'études effectués sur des barrages naturels résultant de glissements de terrain dans les vallées et sur des barrages artificiels construits par sautage; en même temps, de nouvelles techniques sont en cours de mise au point. Ces problèmes sont les suivants :

c) *Precedents*

The economics of a large construction plant caused the practice of puddle clay core construction to cease about a quarter of a century ago. One of the last dams in England using this technique was Selset Dam. Wet core compaction has been used in many dams in Sweden and Norway since the middle of this century, whilst Scammonden Dam, England, is an example of a medium height, soft wet core dam constructed using modern equipment. Details of all these are summarized by Sherard, J. L. (1981) : " Building Embankment Dams in Areas of High Rainfall ", Symposium on Hydro-electric Development in the Amazon Region, Sao Paulo, Brazil, October 1981, pp 1-19.

Monasavu Dam, Fiji, is described in the following reference :

Knight, D. J. (1986). " Geotechnical Properties and Behaviour of the Monasavu Halloysite Clay, Fiji. " *Clay Minerals, The Mineralogical Society*, Volume 21, No. 3, September 1986, pp 311-332.

Knight, D. J., Naylor, D. J. and Davis, P. D. (1985). " Stress-strain Behaviour of the Monasavu Soft Core Rockfill Dam : Prediction, Performance and Analysis. " *Proceedings, 15th International Congress on Large Dams, Lausanne, Volume 1, Paper Q 56/R 68, June 1985, pp 1299-1326.*

BNCOLD (1984) : " Monasavu Dam in Fiji ", *News and Views*, No. 27, November 1984, pp 12-13.

Knight, D.J., Worner, N. M. and McClung, J. E. (1982). " Materials and Construction Methods for a Very Wet Clay Core Rockfill Dam at Monasavu Falls, Fiji. " *Proceedings, 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Volume 4, Paper Q 55/R 17, May 1982, pp. 293-303.*

3.8.7. Controlled Blasting Method

In water resources development projects in the Soviet Union and in the People's Republic of China, numerous large-scale hydroelectric power generating schemes have been made possible by employing the controlled blasting method in construction of diversion dams and main dam bodies. According to this method, the costs of the opening of quarries, temporary facilities such as access roads, and heavy equipment for quarrying and hauling were greatly reduced, while it was possible for diversion works to be made much smaller.

However, the slopes of the upstream and downstream faces are made gentle to limit seepage within a permissible range. The increase in dam volume because of this was about 1.5 to 2 times compared with conventional dams. At present, the fundamental problems concerning this method are being clarified through testing and investigations of natural dams on streams caused by landslides and of artificial structures made by blasting, and at the same time, new technologies are being developed. The problems are :

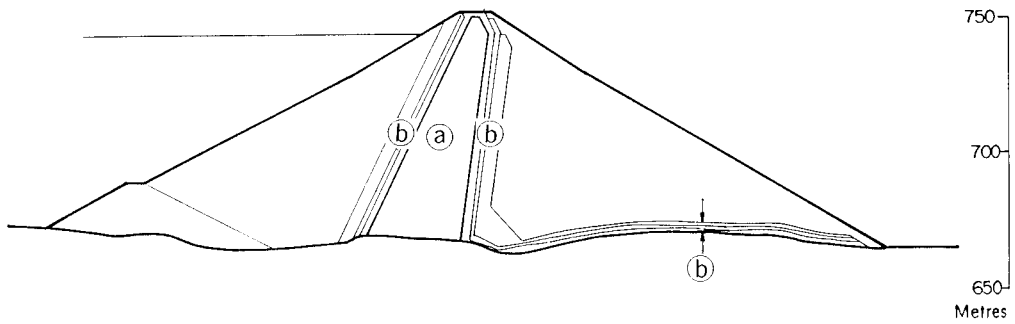
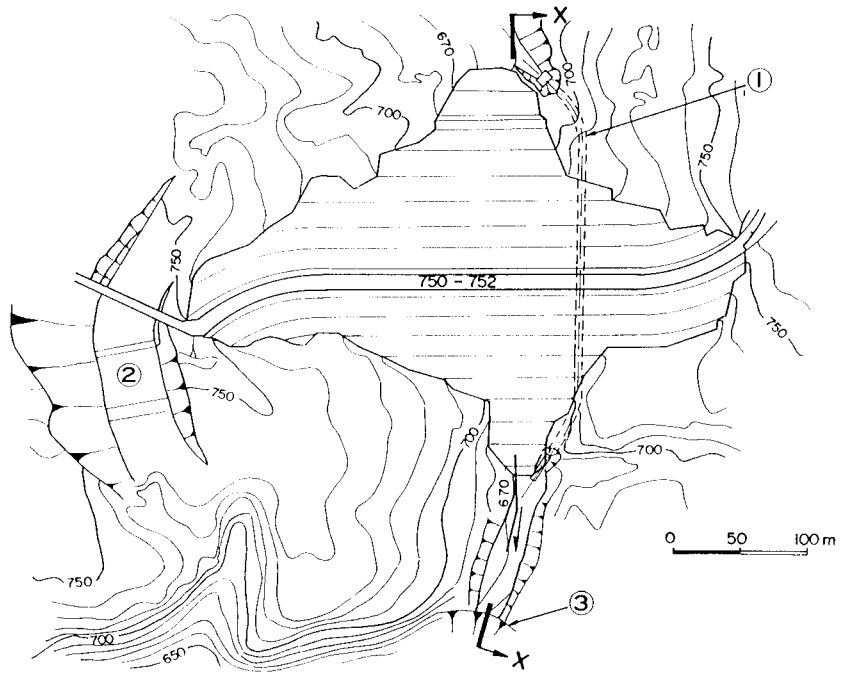
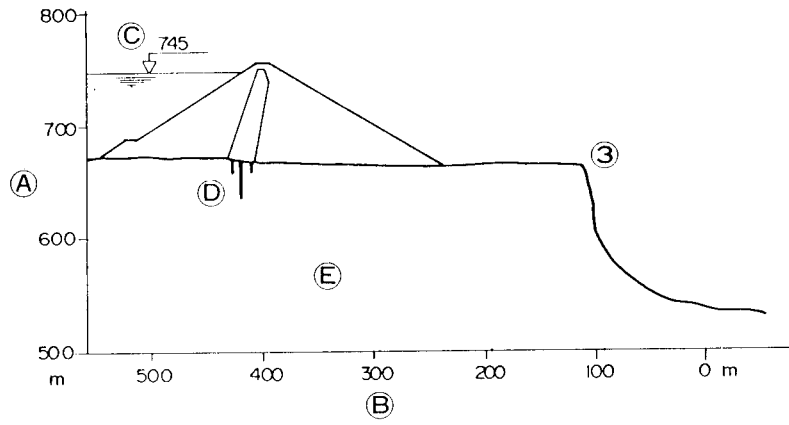


Fig. 30

Barrage de Monasavu (Fidji).
Monasavu Dam (Fiji).

Coupe transversale de la falaise (X - X).
Cross Section of Cliff (X - X).
Vue en plan du barrage.
Plan of Dam.

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| (A) Cote. | (A) Elevation. |
| (B) Coupe X - X. | (B) Section X - X. |
| (C) Niveau de retenue normale. | (C) Full Supply level. |
| (D) Rideau d'injection. | (D) Grout curtain. |
| (E) Monzonite. | (E) Monzonite. |
| (1) Galerie de dérivation. | (1) Diversion tunnel. |
| (2) Évacuateur de crue. | (2) Spillway. |
| (3) Chutes de Monasavu. | (3) Monasavu Falls. |

Coupe transversale du barrage.
Dam cross section.

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| (a) Noyau. | (a) Core. |
| (b) Filtre/zone de transition. | (b) Filter/transition. |

1) Influence de la répartition des éléments de roche abattue et de la non-uniformité des matériaux sur les problèmes de stabilité mécanique et sur les phénomènes de renard.

2) Relation entre la densité du corps du barrage et la granulométrie.

3) Influence des différences de caractéristiques lithologiques sur la méthode de sautage appropriée (disposition des trous de mine, quantité de charge) et sur la variation de volume de rocher abattu.

4) Connaissance de l'énergie se propageant dans le rocher lors du sautage.

5) Problèmes nouveaux posés par des sautages, à grande échelle, encore jamais réalisés.

D'après les reconnaissances et études faites sur les barrages naturels créés sur des rivières par des éboulements de rochers, ces barrages présentent une bonne stabilité mécanique et une bonne tenue vis-à-vis des infiltrations, tandis qu'il a été vérifié que leur résistance au phénomène de renard était grande.

3.8.7.a. Barrage Medeo (URSS, 1967, hauteur 72,80 m, volume 2 370 000 m³)

Ce barrage destiné à la protection contre les coulées de boues fut construit au moyen de deux grands sautages. Malgré les déformations du barrage et les fuites sur le parement aval, on n'observa pas de phénomène de renard. D'après les essais de perméabilité effectués pendant la construction et les mesures de fuites faites après achèvement de l'ouvrage, les coefficients de perméabilité étaient $\leq 5,8 \cdot 10^{-1}$ cm/s. Les matériaux du remblai contenaient 25 % environ d'éléments fins inférieurs à 5 mm et les vides entre les gros éléments de roche étaient convenablement remplis. Les densités variaient de 2,0 à 2,15 t/m³.

3.8.7.b. Barrage Baipaza (URSS, 1968, hauteur 65 m, volume 778 000 m³)

La hauteur d'eau de 50 m fut plus ou moins atteinte en 3 heures après la fin de la construction du remblai de ce barrage. Cette mise en eau provoqua des fuites qui apparurent à l'extrémité du parement aval, mais aucun phénomène de renard ne fut relevé. On observa aussi un entraînement de sable fin sortant des interstices du dépôt rocheux. Ce sable se déposait à l'aval du barrage.

Peu de temps après l'achèvement du barrage, les fuites étaient de l'ordre de 5 m³/s. Deux ans plus tard, le colmatage du barrage provoqué par le débit solide de la rivière avait réduit celles-ci à 1 m³/s. La densité variait de 1,85 à 2,2 t/m³.

Sur cet aménagement hydroélectrique de Baipaza, il fut possible de supprimer les tunnels d'accès de grandes dimensions, les batardeaux provisoires, le traitement de la fondation du barrage; la main-d'œuvre fut également réduite. La durée de construction fut raccourcie de deux ans et le coût des travaux fut diminué de 36 %.

3.8.7.c. Le barrage expérimental sur la rivière Bour Lykiya (URSS)

L'Institut Hydroproject, URSS, effectua, en 1975, un essai à grande échelle en faisant exploser des charges linéaires totalisant 703 tonnes d'explosifs sur les deux versants du cañon. Comparativement à ce que prévoyait l'étude, le tas d'enrochement obtenu par ce sautage était plus haut de 7 m et plus long de 50 m, constituant un barrage de 50 m de hauteur et de 330 m de longueur.

- 1) Influence of distributed state of broken pieces of rock and non-uniformity of material on problems of structural mechanics and piping phenomena.
- 2) Relation between density of dam body and gradation.
- 3) Relation of difference in lithological character with suitable blasting method (blast hole pattern, amount of charge) and variation in volume of rock.
- 4) Clarification of blasting energy propagated inside bedrock.
- 5) New problems accompanying unprecedentedly large-scale blasting.

According to investigation and study of natural dams on streams resulting from collapses of rocks, these are generally of highly mechanical structures and are stable against leakage, while it has been verified that there is ample resistance to piping phenomena.

3.8.7.a. Medeo Dam (USSR, 1967, H = 72.8 m, V = 2 370 000 m³)

This dam was constructed by two large blasts for the purpose of mudflow protection. Although there was displacement of dam and leakage at the downstream face, piping was not observed. According to permeability test during embankment of the dam and leakage measurements after completion, coefficients of permeability were 5.8×10^{-1} cm/s and under. Fill material contained about 25 % of fine grains under 5 mm, and interstices between large rock pieces were suitably filled. Densities were between 2 and 2.15 t/m³.

3.8.7.b. Baipaza Dam (USSR, 1968, H = 65 m, V = 778 000 m³)

The high water level of 50 m was more or less reached in 3 hours after completion of banking of this dam. Subsequently, leakage was noticed at the extreme end of the downstream face, but piping phenomena could not be seen. Also, a stream of fine sand came out through interstices in the deposited rock. This sand was deposited downstream of the dam.

Shortly after completion there was leakage of about 5 m³/s. In two years the solids in the rivers silted the reservoir, sealing the dam, and consequently the seepage flow dropped off to 1 m³/s. Density was in a range of 1.85-2.2 t/m³.

At this Baipaza hydroelectric scheme it was possible to eliminate large size access tunnels, temporary cofferdams, treatment of the dam foundation, and also labour was reduced. It was reported that the period of construction was cut short by two years and the construction cost was decreased by 36 %.

3.8.7.c. The Experimental Dam on the Bour Lykiya River (USSR)

A large scale test was conducted by Hydroproject Institute, USSR, in 1975 by firing linear charges totalling 703 tons on both sides of the canyons. The blast-made pile exceeded the design fill by 7 m in height and 50 m in length forming a dam 50 m high and 330 m long.

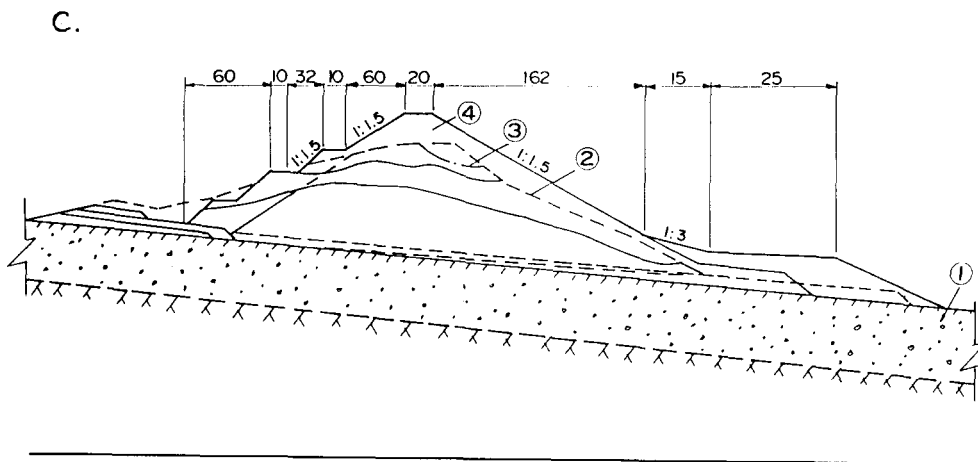
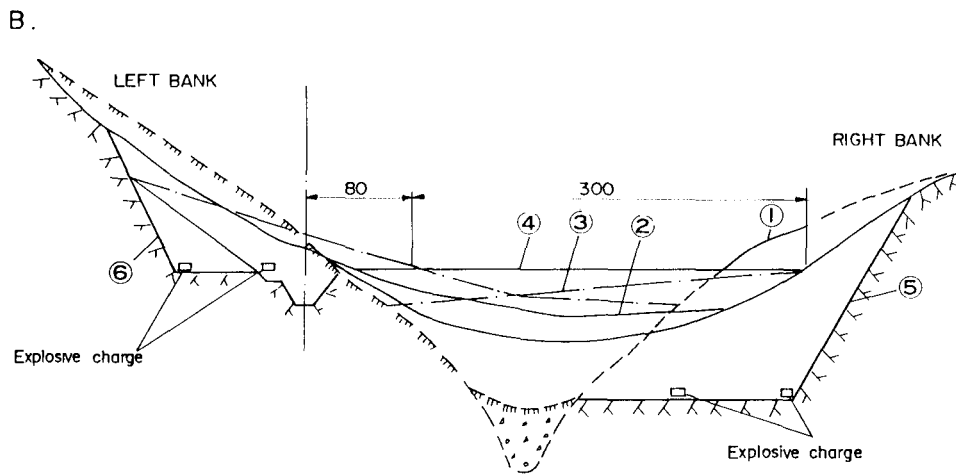
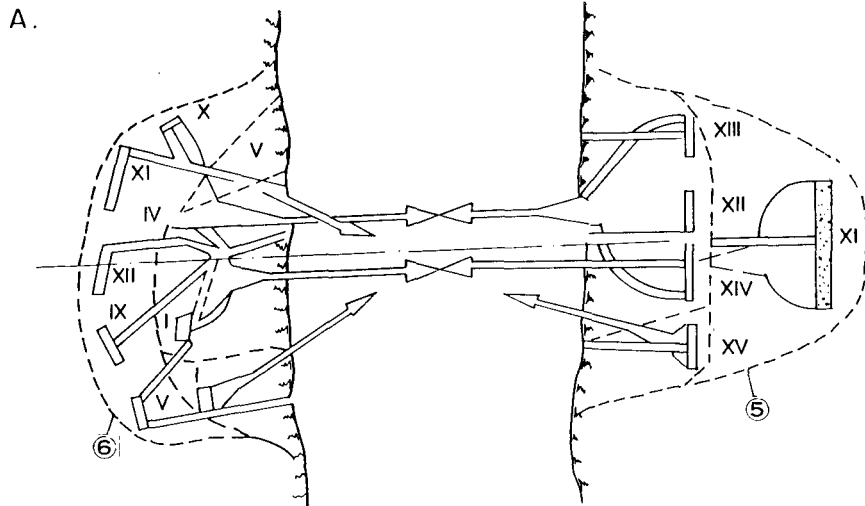


Fig. 31

Barrage de Medeo (URSS).

Medeo Dam (USSR).

- | | |
|--|--|
| (A) Vue en plan de la zone de sautage, charges 1-XV. | (A) <i>Plan of explosion area, charges 1-XV.</i> |
| (B) Coupe suivant l'axe du barrage. | (B) <i>Section through the dam axis.</i> |
| (C) Profil en travers. | (C) <i>Cross section.</i> |
| (1) Terrain naturel. | (1) <i>Natural surface.</i> |
| (2) Contour effectif après sautage, rive gauche. | (2) <i>Actual outlines after blasting, the left bank.</i> |
| (3) Contour effectif après sautage, rive droite. | (3) <i>Ditto, the right bank.</i> |
| (4) Crête du barrage. | (4) <i>Dam crest.</i> |
| (5) Limites de sautage du rocher sur la rive droite. | (5) <i>Limits of blasting the rock, on the right bank.</i> |
| (6) Limites de sautage du rocher sur la rive gauche. | (6) <i>Ditto, on the left bank.</i> |

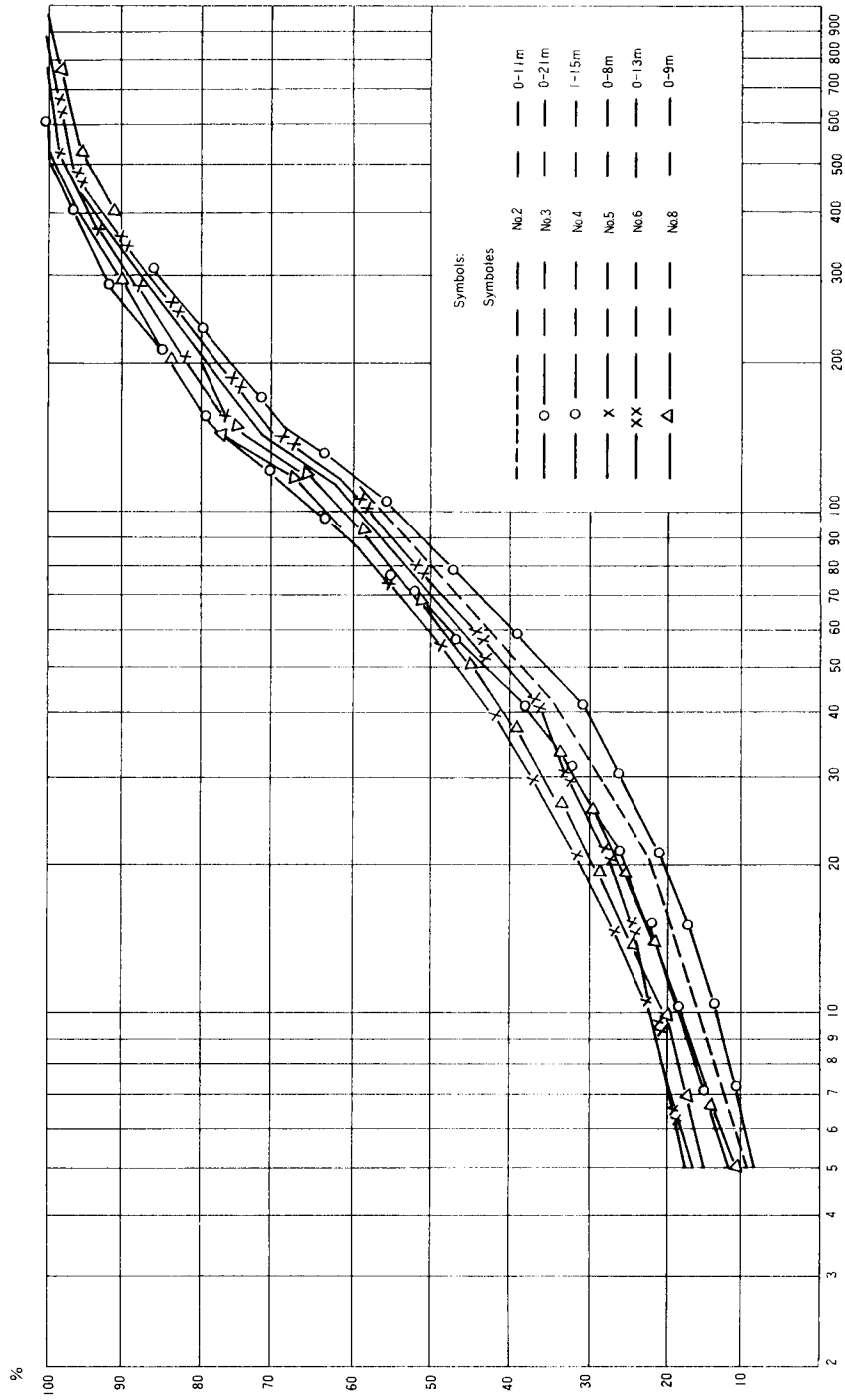


Fig. 32
 Granulométrie des matériaux au barrage de Bour Lykiya (URSS).
 Grain-Size Distribution at Bour Lykiya River Dam (USSR).

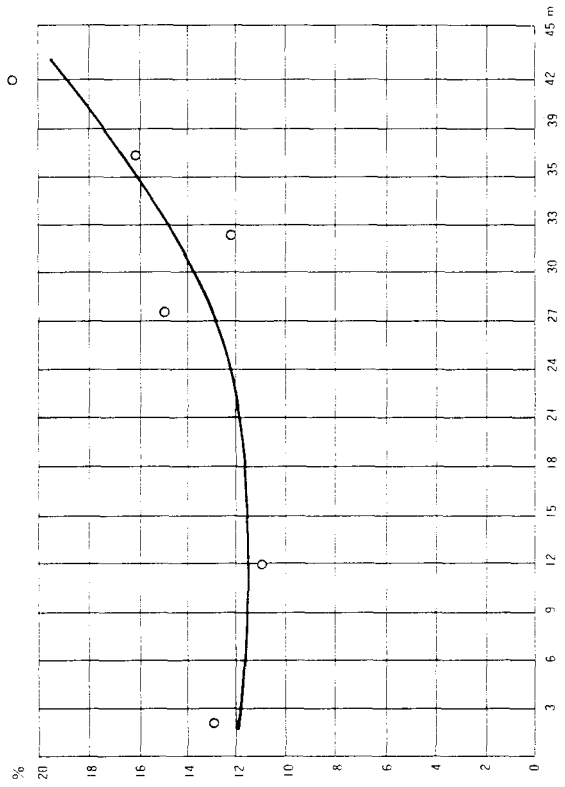


Fig. 33

Pourcentage d'éléments fins (≤ 5 mm).
Percentage of Fines (≤ 5 mm).

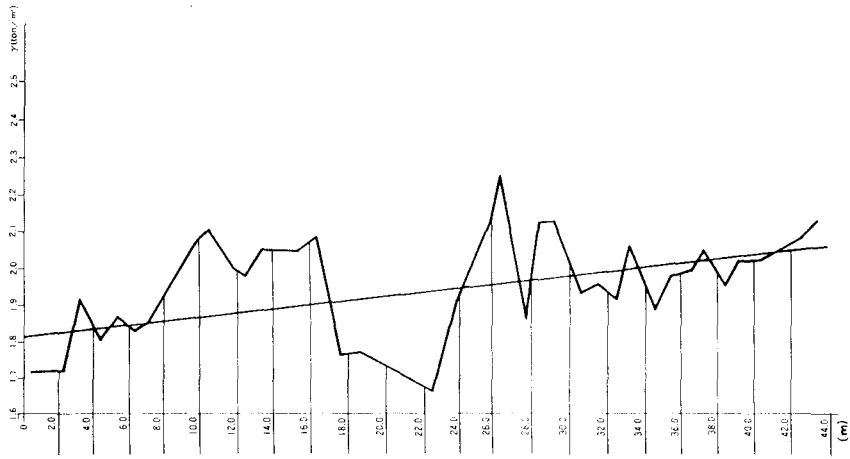


Fig. 34

Masse volumique du remblai au barrage de Bour Lykiya (URSS).
Density of Fill Bour Lykiya Dam (USSR).

Des reconnaissances furent entreprises en creusant dix puits spéciaux d'une profondeur allant jusqu'à 50 m et d'une section de 2,5 à 4 m², situés uniformément en cinq points sur toute la longueur du barrage. Les mesures de la composition granulométrique ont indiqué que, dans leur ensemble, les matériaux obtenus par sautage étaient constitués de petits fragments conformément à la structure du granite altéré présentant des joints serrés et à la fragilité de cette roche entraînant un broyage facile. Les matériaux plus grossiers provenant des talus instables du cône de sautage se présentaient à la surface. La quantité d'éléments fins (≤ 5 mm) variaient, avec la profondeur, de 8-10 % à la surface à 18-20 % dans la partie basse du barrage. De même, la densité augmentait avec la profondeur de 1,7-1,8 t/m³ en surface à 2,1-2,15 t/m³ au niveau de fondation. La comparaison des caractéristiques des matériaux entre les divers puits a indiqué une homogénéité suffisante des matériaux en plan et suivant la profondeur.

Lors de la première crue, le tas de matériaux fut soumis à une charge d'eau. La charge d'eau était augmentée par tranches de 5 m. Après chaque montée du niveau d'eau, on maintenait la charge constante afin d'étudier le régime des percolations pendant 20-30 jours. Les études donnèrent des valeurs à peu près constantes du coefficient de percolation de 300 m/j à 1 000 m/j, avec une valeur moyenne de 600 m/j. Le débit de percolation à travers le corps du barrage dépendait de la charge d'eau : pour des charges de 17 m et de 45 m, ce débit était respectivement de 0,18 m³/s et de 2,3 m³/s. Les observations des fuites sur le talus aval n'ont pas révélé d'affouillement ni de renard dans le corps du barrage. Les tassements de la crête mesurés par repères topographiques sur une période de deux ans n'ont pas dépassé 0,27 % de la hauteur du barrage.

3.8.7.d. Barrage Nanshui (1969, hauteur 81,8 m); barrage Shibianyu (1973, hauteur 82,5 m) (République Populaire de Chine)

En Chine, beaucoup de barrages en remblai ont été réalisés par sautage orienté, depuis 1958. Les plus grands sont les barrages en enrochement Nanshui et Shibianyu.

En décembre 1960, 1 395 tonnes d'explosifs furent utilisées pour le sautage à Nanshui. Sur la rive droite, trois rangées de 12 charges totalisant 1 350 tonnes d'explosifs furent disposées, alors que, sur la rive gauche, il y avait seulement une ligne de 6 charges avec 45 tonnes d'explosifs. Le volume total de roche abattue était de 1,67 million de mètres cubes, dont 1 million tombèrent dans la vallée pour constituer le barrage en enrochement sur une hauteur moyenne de 65 m. Les mesures donnèrent pour l'indice moyen des vides de l'enrochement une valeur inférieure à 30 % et les pentes des talus amont et aval étaient de 1/3. Après le sautage, les pierres restant sur les talus des versants étaient utilisées pour surélever l'enrochement à sa hauteur définitive de 81,8 m. Un noyau incliné en argile fut mis en place sur le parement amont de l'enrochement. Avant le sautage, une galerie de dérivation de 6 m de diamètre avait été creusée dans l'appui rive gauche; elle était située à 124 m de la charge la plus proche comportant 9 t d'explosifs. Une visite de cette galerie faite après le sautage montra qu'elle n'avait subi aucun dégât. Le comportement du barrage depuis 1969 est satisfaisant. Les tassements mesurés par des repères situés sur les parements du barrage furent assez importants pendant les trois premières années mais diminuèrent très vite par la suite (Fig. 36).

Investigations were carried out by driving ten special pits with a depth of down to 50 m and a cross-section of 2.5 m² to 4 m², located uniformly at five sites over the whole length of the dam. Measurements of the granulometric composition showed that on the whole the material in the blast-made pile was small-fragmented in compliance with the small block-jointed structure of weathered granites and their high brittleness resulting in easy crushing. The coarser material from unstable slopes of the blasting cone was found to occur at the surface. The amount of fines (< 5 mm) varied with depth from 8-10 % at the surface to 18-20 % in the lowest part of the dam. Similarly, the density of the pile body increased with depth from 1.7-1.8 t/m³ at the surface to 2.1-2.15 t/m³ at the foundation. Comparison of material characteristics made between the pits showed sufficient homogeneity of the material both in plan and over depth.

During the first flood the pile material was subjected to water head. The head was increased by 5 m steps. After each rise of water level the constant head was maintained to study seepage processes during 20-30 days. The investigations yielded approximately constant values of seepage coefficient 300 m per day to 1 000 m per day with an average value of 600 m per day. The seepage discharge through the dam body depended on the head and at the levels of 17 m and 45 m were 0.18 m³/s and 2.3 m³/s, respectively. The observations of the seepage flow at the downstream slope did not reveal scouring or piping in the dam body. The crest settlement recorded by check marks during a two-year period did not exceed 0.27 %.

3.8.7.d. Nanshui Dam (PR of China, 1969, H = 81.8 m) and Shibianyu Dam (PR of China, 1973, H = 82.5 m)

Many fill dams formed by directional blasting have been created in China since 1958. The largest are Nanshui rockfill dam and Shibianyu.

In December 1960 a total of 1 395 tons of explosives was used for the directional blasting at Nanshui. Three rows of 12 charges with 1 350 tons of explosive were arranged on the right bank. On the left bank there was only one row of 6 charges totalling 45 tons of explosives. The total volume of rock blasted was 1.67 million m³, of which 1 million m³ were thrown into the river valley to form the rockfill of the dam at an average height of 65 m. The average porosity of rockfill was measured to be less than 30 %, and both the upstream and downstream slopes were 1 on 3. After the blasting the stones that remained at the slopes of the banks were utilized to raise the rockfill to the final height of 81.8 m. A sloping clay core was placed on the upstream face of the rockfill. Before blasting a diversion tunnel of 6 m diameter had been driven through the left abutment, and it was 124 m away from the nearest charge with 9 tons of explosives. Inspection made after the blasting showed that no damage was suffered. This dam has been in good service since 1969. The settlement records by check mark on the dam body were rather big during the first three years but decreased very fast (Fig. 36).

Le barrage en enrochement de Shibiyanu (hauteur = 82,5 m) fut construit en 1973.

Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

Vol. du barrage (A)	Vol. du remblai obtenu par sautage (B)	B/A (%)	Porosité (%)	Perméabilité (cm/s)	Fuites (charge 38 m)
$2,08 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$1,44 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	60,7	24,5	$9 \cdot 10^{-4}$	$0,61 \text{ m}^3/\text{s}$

Shibianyu rockfill dam, 82.5 m high, was constructed in 1973.

The main features are as follows :

Dam vol. (A)	Embanked vol. by blasting (B)	B/A (%)	Porosity (%)	Permeability (cm/s)	Seepage at 38 m water depth
$2.08 \times 10^6 \text{ m}^3$	$1.44 \times 10^6 \text{ m}^3$	60.7	24.5	9×10^{-2}	0.61 m ³ /s

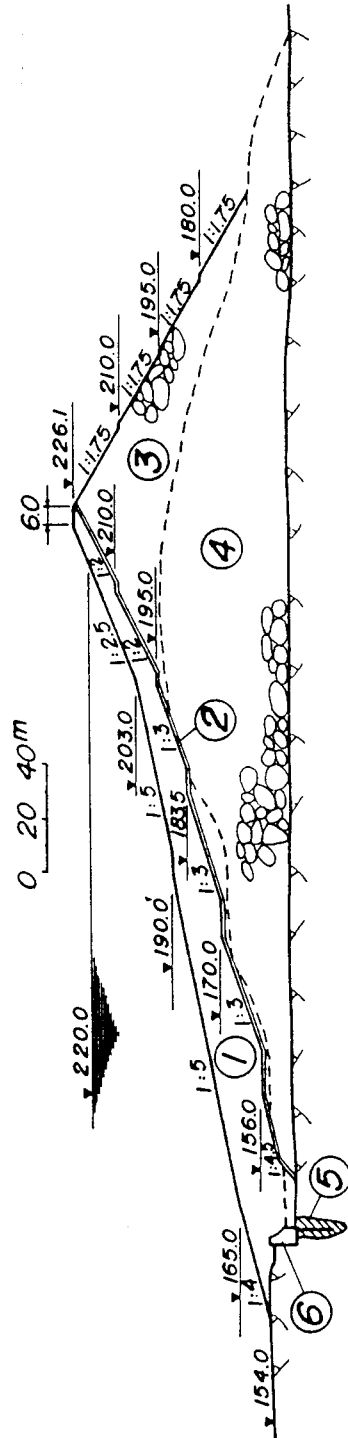


Fig. 35

Coupe transversale du barrage en enrochement de Nanshui (République Populaire de Chine), construit par sautage orienté.

Cross section of Nanshui rockfill dam constructed by directional blasting (PR of China).

- | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| (1) Argile. | (1) Clay. |
| (2) Couches filtrantes. | (2) Filter layers. |
| (3) Enrochement par travail manuel. | (3) Rockfill by manual labour. |
| (4) Enrochement par sautage. | (4) Rockfill by blasting. |
| (5) Rideau d'injection. | (5) Grout curtain. |
| (6) Batardeau amont en béton. | (6) Upstream concrete cofferdam. |
| 220 m - Niveau de la retenue normale. | 220 m - Normal high water level. |

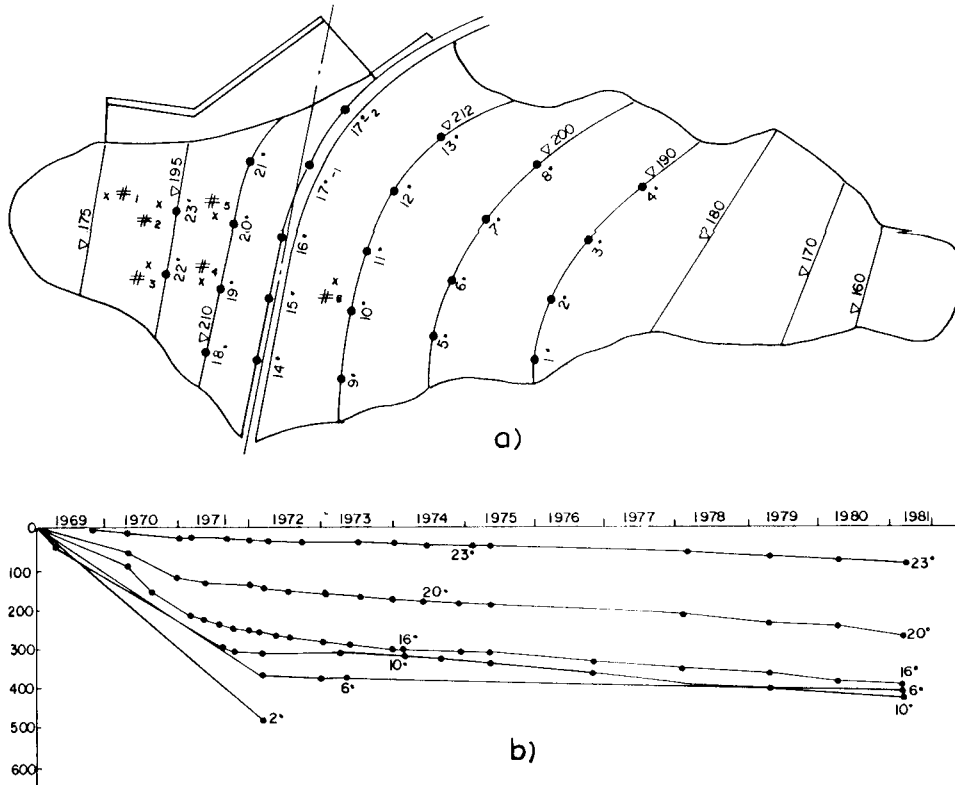


Fig. 36

Résultats des mesures de tassements sur le barrage de Nanshui (République Populaire de Chine).

Results of settlement observation on Nanshui dam (PR of China).

(a) Situation des repères de tassements sur le barrage.

(a) The place of marks on dam body.

(b) Évolution des tassements mesurés sur quelques repères.

(b) The history of settlement on some typical marks.

4. AUTRES TECHNIQUES COMMUNES AUX DEUX TYPES DE BARRAGES

Le présent chapitre traite de problèmes communs aux barrages en béton et aux barrages en remblai, tels que la paroi étanche continue en fondation. De plus, on décrit les mesures par radio-isotopes et le contrôle des injections par ordinateur.

4.1. COUPURE EN FONDATION AU MOYEN D'UNE PAROI MOULÉE CONTINUE

Au cours de ces dernières années, le nombre de barrages construits sur des fondations perméables a augmenté. Il en est résulté que des méthodes destinées à couper les infiltrations dans les fondations, telles que rideau de palplanches et paroi moulée continue, qui ont été mises au point et utilisées dans des travaux urbains, ont été également appliquées à la construction des barrages.

Pour la paroi continue en fondation, le béton classique a été le plus souvent adopté dans le passé, mais récemment le béton plastique a été mis au point.

Deux types de matériaux sont utilisés pour la réalisation de parois moulées continues :

— Béton plastique composé d'argile-ciment-granulats. Dans ce cas, l'excavation de la tranchée se fait à la boue bentonitique, remplacée par le béton plastique au moment du bétonnage.

— Coulis de bentonite-ciment sans granulats. Dans ce cas, ce coulis remplace la boue. Le coulis doit rester fluide pendant l'exécution des excavations. Ainsi, il n'y a pas de substitution, le coulis fait prise en place dans la tranchée pour constituer, après durcissement, la barrière imperméable.

Ces deux méthodes présentent les avantages suivants :

— le matériau placé s'adapte bien aux déformations du barrage, compte tenu de son faible module d'élasticité;

— absence de joints. Dans le cas du béton plastique, les panneaux secondaires mordent sur les panneaux primaires déjà durcis; dans la méthode du coulis bentonite-ciment, la paroi est réalisée en continu.

Néanmoins, la paroi moulée peut également comporter des joints entre panneaux, dont l'étanchéité est maintenant garantie. Le béton peut être un béton plastique, selon les besoins.

4. OTHER TECHNIQUES FOR BOTH TYPES OF DAMS

This chapter deals with problems common to concrete dams and fill dams such as continuous underground diaphragm. Also it describes measurement by radio-isotope and grout control by computer.

4.1. SEEPAGE CUT-OFF BY CONTINUOUS UNDERGROUND DIAPHRAGM WALL

In recent years there has been an increasing number of cases in which dams have been built on permeable foundations. Accordingly, some methods for preventing seepage through the foundations such as sheet piling and continuous underground diaphragms, which have been developed and used for urban works, have also been applied to dam construction.

In the case of continuous underground diaphragms, concrete has been the most commonly used material in the past, but recently plastic concrete has been developed.

Two types of material are used in the construction of continuous diaphragm walls :

- plastic concrete, containing clay, cement and aggregates. In this case, the drilling is carried out under a bentonite slurry which is substituted by the plastic concrete at the time of the concreting;
- grout, containing bentonite and cement without aggregates. In this case, the drilling is carried out under the grout itself. The grout must remain fluid during the drilling. There is no substitution, the grout hardening in the trench and forming the finished watertight barrier after hardening.

These two processes produce the following advantages :

- The material put in place adapts well to the deformations of the dam considering its low modulus of elasticity.
- Joints do not exist since, in the case where plastic concrete is used, the secondary panels bite into the adjacent primary panels which have already hardened and in the case of the grouted wall the construction is continuous.

Diaphragm walls may also be realized with panels and joints of which the imperviousness may now be well guaranteed. Corresponding concrete may be plastic according to requirements.

Le Bulletin n° 51 rédigé par un groupe de travail du Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai et publié par la CIGB en 1985, est un excellent guide pour tous les responsables des parois moulées (constructeurs, utilisateurs, ingénieurs).

Quelques exemples de réalisations dans le domaine des barrages sont donnés ci-après.

4.1.1. Barrage du Verney (France, hauteur 42 m, terminé en 1983)

Ce barrage comportant un masque amont en béton bitumineux a été construit sur une fondation alluviale profonde; une paroi moulée verticale en béton plastique, de 1,20 m d'épaisseur et de 50 m de profondeur, a été exécutée au droit du pied amont de la digue, avec ancrage dans le bedrock.

Avant l'adoption de ce type de coupure étanche comme organe permanent du barrage du Verney, la Compagnie Nationale du Rhône, France, avait utilisé, dans les années 1960, cette méthode de construction pour la réalisation d'enceintes étanches provisoires dans les alluvions du fleuve, permettant l'exécution des fouilles des usines hydroélectriques et des canaux de fuite; ces expériences conduisirent à des améliorations de la méthode.

Par exemple, sur les aménagements de Pierre-Bénite et de Vallabrègues, la boue bentonitique avec circulation inverse, fut adoptée pour stabiliser les parois de la tranchée en cours d'excavation. Sur l'aménagement de Saint-Vallier, la paroi mince fut réalisée en enfonçant par vibration un profilé en forme de I en même temps qu'était injecté au niveau du sabot un mortier spécial; au fur et à mesure que le profilé était retiré, on continuait d'injecter pour remplir l'espace libéré.

Comme matériau de la paroi moulée, du bitume chaud a été parfois coulé dans la tranchée quand les conditions le permettaient.

4.1.2. Barrage Aseishi-gawa (Japon, hauteur 91 m, en construction)

L'appui rive droite de ce barrage-poids en béton est implanté dans une formation géologique complexe; le niveau du rocher dur, digne de confiance, s'abaisse au droit de l'appui et est recouvert de tuf sableux qui devient mou au contact de l'humidité. La zone entre les deux types de roche est altérée sous la forme d'un conglomérat. Au-dessus du tuf sableux se trouve une dacite meuble, de perméabilité élevée.

Afin d'obtenir une bonne étanchéité dans cette zone, une paroi mince en béton armé fut construite dans la fondation. Pour le creusement de la tranchée de la paroi dans la roche complexe, on utilisa divers types de taillants de forage, de sondes, de bennes, etc. Chaque élément de paroi a une largeur de 5 m, une épaisseur de 0,60 m et une profondeur maximale de 27 m. Les phases successives de construction sont illustrées dans la Fig. 37.

4.2. UTILISATION DE RADIO-ISOTOPES POUR LE CONTROLE DE QUALITÉ DE LA CONSTRUCTION DES BARRAGES EN REMBLAI

Le contrôle de qualité revêt une très grande importance dans la construction des barrages en remblai. Dans le passé, la mesure de densité du remblai mis en place s'effectuait d'habitude par la méthode de « substitution ».

ICOLD Bulletin 51, prepared by a special group of members assigned by the Committee on Materials for Fill Dams, and issued in 1985, is an excellent guide for the constructors, users and designers of the cut off wall.

Some examples used in the dam construction are described below.

4.1.1. Verney Dam (France, 42 m high, completed in 1983)

This dam with an asphalt concrete face was constructed on deep river sediment, and a plastic concrete diaphragm, 1.2 m wide and 50 m deep, was formed at the upstream toe vertically down to and anchoring into bed rock.

Before adopting this underground diaphragm wall as a part of the permanent structure of the Verney Dam, in the 1960's, Compagnie Nationale du Rhône, France, had utilized this construction method for several temporary but large scale river sediment excavation works for the construction of power stations and tailraces, and had obtained much experience which lead to improvements in this method.

For example, in the Pierre-Benite project and Vallabregues project bentonite mud using the reverse circulation method was adopted for stabilizing the deep trench wall during excavation, and at the Saint-Vallier project the diaphragm wall was constructed by driving I-shaped steel piles with a vibrating hammer together with injection of special mortar and supplying additional mortar as the pile was withdrawn.

As for the material of the diaphragm wall, sometimes warm asphalt was poured into the trench when conditions permitted.

4.1.2. Aseishi-gawa Dam (Japan, 91 m, u.c.)

The right abutment of this concrete gravity dam is located in a geologically complex zone; the level of dependable hard rock lowers as it passes inside the abutment and sandy tuff, which becomes soft when in contact with moisture, overlies it. The boundary zone of the two rock types has been altered to a conglomerate. Above the sandy tuff there is loose dacite of high permeability.

In order to obtain good watertightness in this area, an underground diaphragm wall with reinforced concrete was constructed. For the drilling of the wall in the complex rock (not sediment) various kinds of roller bits, rock-augers and buckets, etc., were used. Each element of the wall during excavation is 5 m wide, 0.6 m thick and a maximum of 27 m deep. The construction sequence is illustrated in Fig. 37.

4.2. UTILIZATION OF RADIO-ISOTOPES IN QUALITY CONTROL OF FILL DAM CONSTRUCTION

Quality Control is an extremely important factor in the construction of fill dams. In the past, measurement of density of the embanked fill was usually done by means of the displacement method.

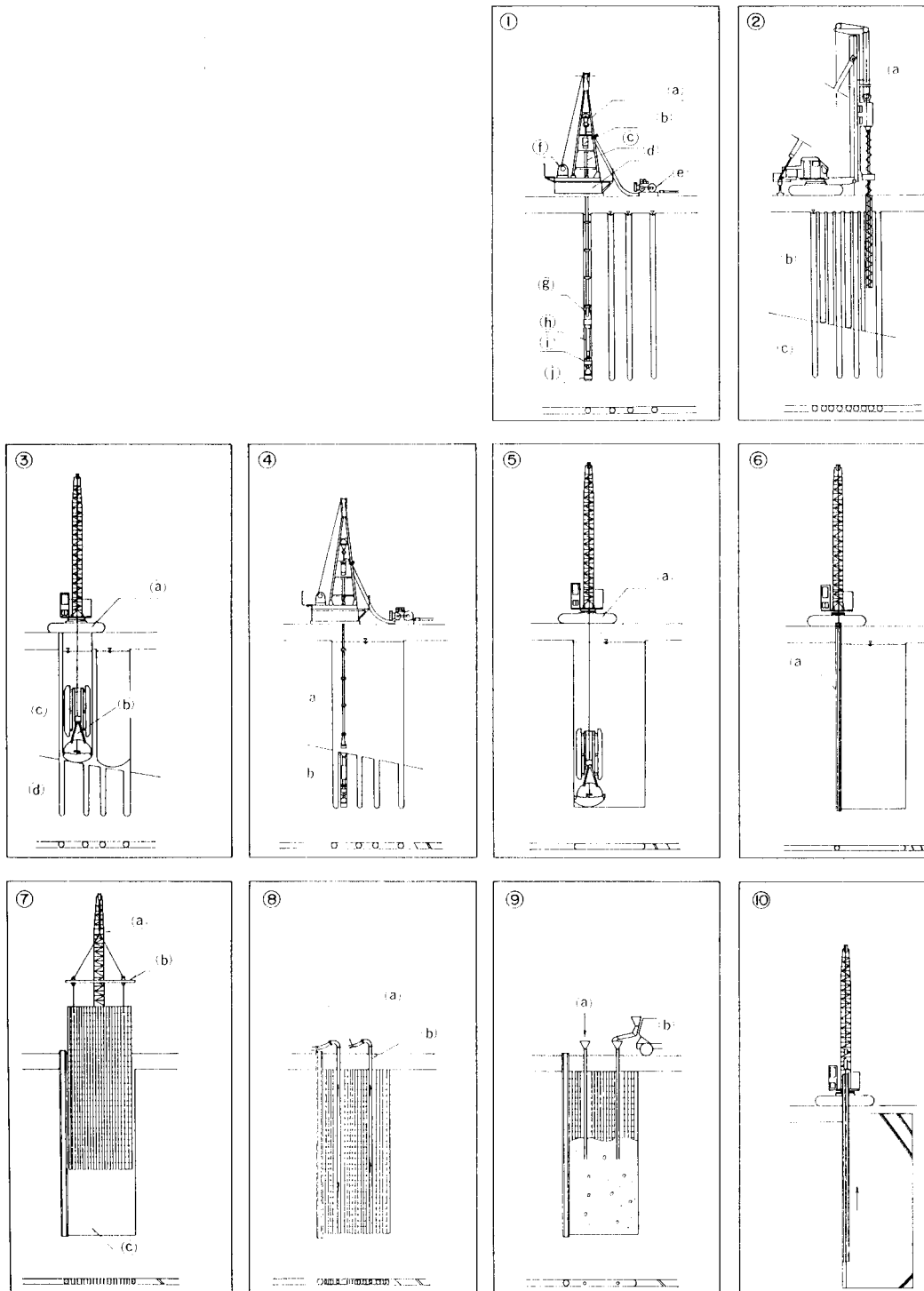


Fig. 37

Barrage de Aseishi-gawa (Japon).
Séquence des opérations de construction de la paroi moulée de fondation.
Aseishi-gawa (Japan).
Construction Sequence of Underground Diaphragm Wall.

- | | |
|--|---|
| (1) Forages primaires (circulation inverse). | (1) <i>Primary boreholes (reverse circulation).</i> |
| (a) Malaxeur. | (a) <i>Transit mixer.</i> |
| (b) Tête d'injection d'air. | (b) <i>Air swivel.</i> |
| (c) Kelly. | (c) <i>Kelly.</i> |
| (d) Table tournante. | (d) <i>Rotary table.</i> |
| (e) Pompe d'aspiration. | (e) <i>Suction pump.</i> |
| (f) Treuil. | (f) <i>Winch.</i> |
| (g) Croisement. | (g) <i>Crossover sub.</i> |
| (h) Collier du foret. | (h) <i>Drill collar.</i> |
| (i) Stabilisateur. | (i) <i>Stabilizer.</i> |
| (j) Taillant. | (j) <i>Roller bit.</i> |
| (2) Premiers forages intermédiaires (sonde). | (2) <i>1st intermediate boreholes (auger).</i> |
| (a) Grément. | (a) <i>Rig.</i> |
| (b) Roche tendre. | (b) <i>Soft rock.</i> |
| (c) Roche dure. | (c) <i>Hard rock.</i> |
| (3) Première fouille de la tranchée (benne). | (3) <i>1st trench excavation (bucket).</i> |
| (a) Grue sur chenilles de capacité 70 t. | (a) <i>70 t crawler crane.</i> |
| (b) Benne H-B. | (b) <i>H-B bucket.</i> |
| (c) Roche tendre. | (c) <i>Soft rock.</i> |
| (d) Roche dure. | (d) <i>Hard rock.</i> |
| (4) Deuxième forage intermédiaire (circulation inverse). | (4) <i>2nd intermediate boring (reverse circulation).</i> |
| (a) Roche tendre. | (a) <i>Soft rock.</i> |
| (b) Roche dure. | (b) <i>Hard rock.</i> |
| (5) Deuxième fouille de la tranchée (benne). | (5) <i>2nd trench excavation (bucket).</i> |
| (a) Grue sur chenilles de capacité 70 t. | (a) <i>70 t crawler crane.</i> |
| (6) Mise en place d'un tuyau pour raccordement. | (6) <i>Setting of interlocking pipe.</i> |
| (a) Tuyau pour raccordement (emboîtement). | (a) <i>Interlocking pipe.</i> |
| (7) Mise en place des armatures pour béton armé. | (7) <i>Setting of reinforcement.</i> |
| (a) Grue sur chenilles de capacité 50 t. | (a) <i>50 t crawler crane.</i> |
| (b) Charpente de suspension. | (b) <i>Suspending frame.</i> |
| (c) Boue. | (c) <i>Mud.</i> |
| (8) Évacuation de la boue. | (8) <i>Mud Removal.</i> |
| (a) Vers l'usine de traitement. | (a) <i>To treatment plant.</i> |
| (b) Tuyau de trémie. | (b) <i>Tremie pipe.</i> |
| (9) Bétonnage. | (9) <i>Concrete pouring.</i> |
| (a) Béton prêt à l'emploi. | (a) <i>Ready-mixed concrete.</i> |
| (b) Bétonnière portée sur camion (agitateur porté). | (b) <i>Agitator truck.</i> |
| (10) Enlèvement du tuyau pour raccordement. | (10) <i>Removal of interlocking pipe.</i> |

La méthode de « substitution » à l'eau ou au sable pose d'importants problèmes, du fait que le diamètre minimal des trous à creuser pour l'essai doit être plusieurs fois plus grand que le diamètre maximal des éléments du matériau, ce qui nécessite un personnel nombreux sur le chantier. Cette méthode perd singulièrement de sa précision lorsque le volume de matériau extrait du trou d'essai est important. De plus, le trou creusé doit être de nouveau rempli et compacté après l'essai.

Au cours de ces dernières années, on a essayé d'adopter la méthode des radio-isotopes à la place de la méthode de « substitution » à l'eau ou au sable, et de gros efforts ont été faits dans ce sens.

Lors de la construction au Japon des barrages Takase (176 m de hauteur) et Nanakura (125 m de hauteur), la précision de la méthode des radio-isotopes a été comparée à la méthode de « substitution » à l'eau ou au sable utilisant divers types de grands récipients de matériaux de remblai. Les comparaisons ont montré que la méthode des radio-isotopes était la plus précise, tandis que la méthode de « substitution » à l'eau tendait à surestimer la densité.

Les avantages de la méthode des radio-isotopes sont les suivants :

- 1) La mesure est de courte durée et demande peu de personnel.
- 2) Des erreurs personnelles ne sont pas introduites dans les mesures.
- 3) La mesure est non destructive.
- 4) La fiabilité et la précision de la mesure sont grandes.

Mais, la distance effective du rayonnement présente une limite. Dans la pratique courante, cette distance est d'environ 50 cm. Cette limite rend difficile l'application de la méthode des radio-isotopes aux matériaux de grandes dimensions. Ce point nécessite des études complémentaires; pour surmonter cette difficulté, on procède actuellement à une étude statistique.

Depuis peu, sur presque tous les chantiers de construction de barrages en remblai, au Japon, tels que Tedorigawa (153 m de hauteur), Tamahara (116 m de hauteur), etc., la méthode des radio-isotopes a été adoptée pour le contrôle de qualité du remblai et de bons résultats ont été obtenus rapidement.

4.3. CONTROLE DES INJECTIONS PAR ORDINATEUR

Les injections des fondations d'un barrage est l'une des opérations les plus importantes en ce qui concerne la qualité de la construction et la réduction des infiltrations. On peut cependant dire que peu de progrès ont été réalisés dans ce domaine de la technologie de construction des barrages du fait de la difficulté de se rendre compte, avec précision, de l'effet de ces injections. Certes, la pratique des injections s'est beaucoup développée à partir de l'expérience acquise. Cependant, d'importantes études de caractère scientifique ont été également faites : par exemple, finesse des ciments, détermination des degrés de ressuage, amélioration des malaxeurs et des pompes, utilisation de produits chimiques et de bentonite, etc.

On conçoit que l'automatisation du dispositif d'injection ne peut pas, en elle-même, améliorer l'effet de l'injection, et un certain nombre d'opérations devront encore être exécutées à la main. Cependant, le traitement des données sur ordinateur, en vue d'un contrôle rapide par un personnel expérimenté, assisté d'un dispositif automatique, est un avantage certain dans l'efficacité de l'opération.

There are important problems in both water and sand displacement methods, because the minimum diameter of the holes to be excavated for the test must be several times as large as the maximum particle size of the material. This requires large numbers of personnel in the field. The accuracy of this method tends to deviate remarkably in the case where the volume excavated from the test hole is large. Also the excavated test hole must be backfilled and compacted when the test is over.

In recent years, however, attempts have been made to adopt the radio-isotope method instead of the water and sand displacement method, and elaborate efforts have been made.

At the construction of the Takase Dam (176 m high) and the Nanakura Dam (125 m high) in Japan, evaluation of the accuracy of the radio-isotope method was made by comparing its results with those of the water displacement and sand displacement method using various kinds of fill materials in large vessels. According to the comparisons the radio-isotope method had the highest accuracy, while the water displacement method showed a tendency of overestimating the density.

The advantages of the radio-isotope method are :

- 1) Measuring time is short and the personnel required is few.
- 2) Personal errors are not introduced in measurement.
- 3) Measurement can be done non destructively.
- 4) Reliability and accuracy are high.

But there is a limit to the effective distance of the radio-isotope ray. In usual practice this distance is about 50 cm. This limit makes it difficult to apply the radio-isotope method to large coarse materials. This is a point that needs further study, but to cope with this difficulty, at present, statistical analysis is being carried on.

Recently at almost every fill dam construction in Japan, such as Tedorigawa (153 m high), Tamahara (116 m high), etc., the radio-isotope method has been adopted for quality control of the embankment and good results have been speedily obtained.

4.3. CONTROL OF GROUTING BY ELECTRONIC COMPUTER

Foundation grouting is one of the most important works related to dam construction quality and reduction of seepage. It might be said however, that progress in this field of dam construction technology has not advanced in relation to its importance due to the difficulty in accurately evaluating the effect it has had. Certainly, grouting practice has developed largely from practical experience. However, considerable study of a scientific nature has also been done, e.g. fineness of cements, determination of bleed rates, development of better mixers and pumps, use of chemical and bentonite grouts, etc.

It is conceivable that automation of the grouting system may not in itself improve the effect that grouting has had, and a number of matters will still have to be specified manually. However, the computerisation of data for quick assessment by experienced personnel assisted by an automatic control system is an obvious advantage in the efficiency of the operation.

Le présent chapitre décrit un dispositif permettant de contrôler automatiquement les compositions, quantités et pressions d'injection, et un dispositif permettant de dépouiller et d'analyser rapidement et avec précision un grand nombre de données pour le contrôle de qualité.

4.3.1. Installation d'injection entièrement automatique au barrage Ouchi

Le barrage Ouchi est un barrage en remblai d'une hauteur de 102 m et d'un volume de 4,4 millions de mètres cubes, situé dans la Région de Tohoku au Japon. On avait estimé qu'il serait nécessaire de réaliser une longueur totale de 100 000 m environ de forages d'injection pour le traitement de l'appui rive gauche.

Aussi, une installation d'injection entièrement automatique fut-elle adoptée pour le contrôle de qualité et pour réduire la main-d'œuvre.

Cette installation d'injection comprenait une installation centrale, des installations secondaires avec matériels d'injection.

1) Installation centrale :

L'installation centrale se compose de malaxeurs, de matériels de transport et d'une salle de contrôle-commande.

- Malaxeurs : les composants du coulis d'injection : eau, ciment, bentonite, etc., sont mélangés automatiquement.

- Matériels de transport : le mélange est dilué à la concentration prescrite conformément aux ordres reçus de la salle de contrôle-commande, et est transporté jusqu'aux installations secondaires.

2) Installations secondaires :

Chaque installation secondaire se compose d'un agitateur et d'une pompe d'injection.

La quantité injectée et la pression d'injection sont réglées par un clapet de retour automatique et sont enregistrées à la salle de contrôle-commande. La commande du clapet est automatique afin que la quantité injectée et la pression d'injection ne dépassent pas les niveaux prescrits. La concentration du coulis d'injection peut être réglée automatiquement par ordinateur.

4.3.2. Utilisation de l'ordinateur pour l'établissement du rapport journalier et l'analyse des travaux d'injection au barrage Kawaji

Le barrage Kawaji est une voûte en béton d'une hauteur de 140 m et d'un volume de 590 000 m³, située au Japon dans la Région de Kanto; la longueur totale des forages d'injection est de 200 000 m environ.

Bien que l'injection d'une fondation destinée à améliorer l'appui rocheux d'un barrage revête une grande importance dans les travaux de construction de l'ouvrage, les normes de contrôle des injections ont manqué d'uniformité du fait que l'on ne peut pas se rendre compte avec précision de l'effet de celles-ci; aussi ce domaine de la construction des barrages a-t-il connu un certain retard.

Les problèmes posés étaient les suivants :

- 1) L'opération de contrôle nécessite une grande quantité de données et il faut beaucoup de temps pour réunir ces données permettant de juger de l'effet des injections et de l'adéquation des travaux.

Here, a system by which grout mix proportions, quantities and pressures can be automatically controlled, and a system by which voluminous data is accurately and rapidly processed and analyzed for quality control will be described.

4.3.1. Fully Automatic Grouting Plant at Ouchi Dam

Ouchi Dam is a fill dam of the height of 102 m and volume of 4.4 million m³ located in the Tohoku Region of Japan. It was estimated that a length of grout-holes amounting to approximately 100 000 m would be required for treatment of the left-bank abutment.

Accordingly, a fully-automatic grouting plant was adopted for quality control and reduction in manpower requirements.

The composition of the fully automatic plant was Central Plant — Secondary Plant — Injection Plants.

1) Central Plant

The Central Plant consists of mixing units, conveying units and a control room.

- Mixing units : Grouting mixture of water, cement, bentonite, etc., not yet diluted is automatically mixed.
- Conveying units : Undiluted grout is diluted to the specified concentration according to commands from the control room, and is hauled to the Secondary Plants.

2) Secondary Plants

Each Secondary Plant is composed of an agitator and a grout pump.

The grouting quantity and grouting pressure are controlled by an automatic return valve, and are recorded at the control room. The return valve is automatically controlled in order that the grouting quantity and grouting pressure will not exceed the specified levels. The concentration of the grout mixture can be automatically adjusted by computer.

4.3.2. Computerization of Daily Report Processing and Injection Analysis at Kawaji Dam

Kawaji Dam is a concrete arch dam of the height of 140 m and dam volume of 590 000 m³ located in the Kanto Region of Japan, and the length of grout holes is approximately 200 000 m.

In spite of the fact that foundation grouting is one of the important works for the purpose of improving the foundation rock supporting a dam, control standards have been lacking in uniformity because the effect of the grouting cannot be accurately grasped, and this has been a backward field in dam construction technology.

The problematic points were the following :

- 1) The volume of data requiring processing is large and much time is required in preparing data for judging the grouting effect and appropriateness of the work.

2) Du fait que les critères de jugement n'ont pas été quantitativement définis, les travaux sont souvent exécutés en se basant uniquement sur l'expérience de personnes qualifiées.

3) Étant donné que les dispositions du contrôle n'ont pas été normalisées, le contrôle pendant les travaux est inapproprié et des changements dans les dispositions conduisent souvent à des retards.

Afin d'alléger le dépouillement journalier des données, d'accélérer et de diversifier l'élaboration des éléments permettant de juger de la qualité des travaux, on a fait appel à l'ordinateur. En outre, en vue de dépouiller les données, d'établir chaque jour les rapports et de rendre possibles les analyses, un programme de collecte des données ainsi qu'un programme d'analyse ont été mis au point.

Les Fig. 38 et 39 représentent respectivement une séquence des opérations sur ordinateur et une feuille de la chaîne des opérations.

En outre, une normalisation de l'analyse des injections fut effectuée et des efforts faits pour éliminer les erreurs dues aux jugements personnels.

A cet effet, un programme de contrôle normalisé est utilisé comme indiqué à la Fig. 40 (A) et (B).

2) Since the criteria for judging have not been quantitatively established, the work is often done based only on the judgement of experienced persons.

3) Since the arrangements for control have not been standardized, control during execution of the work is inadequate and there are times when coping with changes in plans are delayed.

In order to save labor in sorting everyday data and to speed up and diversify preparation of data for making judgements, computerization has been promoted. Besides preparing a program for sorting and compiling daily reports and making possible analyses, a data collection program and an analysis program for analyzing it have been developed.

A computer operation flow and a program flow sheet are shown in Fig. 38 and 39.

Further, standardization of grouting was carried out and efforts were made to eliminate errors due to personal judgements.

For this purpose, a standardized control flow is utilized as shown in Fig. 40 (A) and (B).

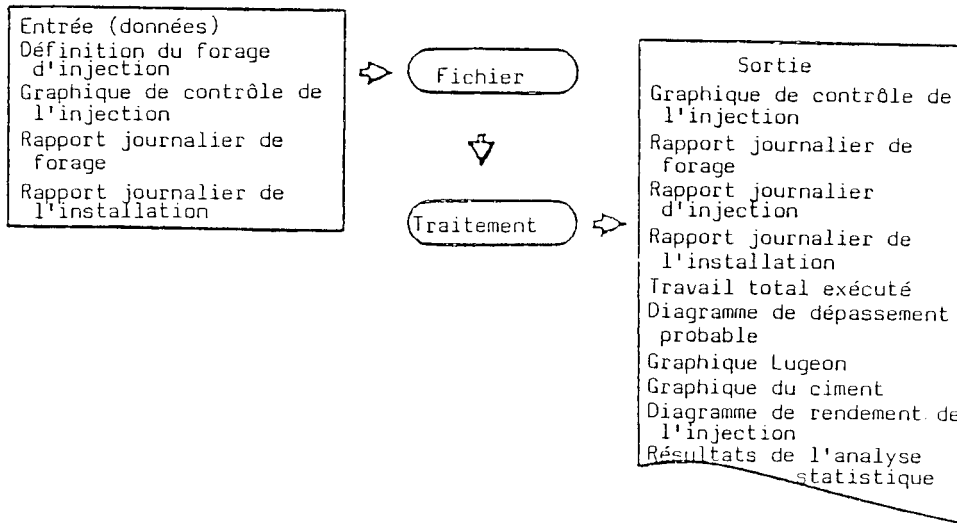
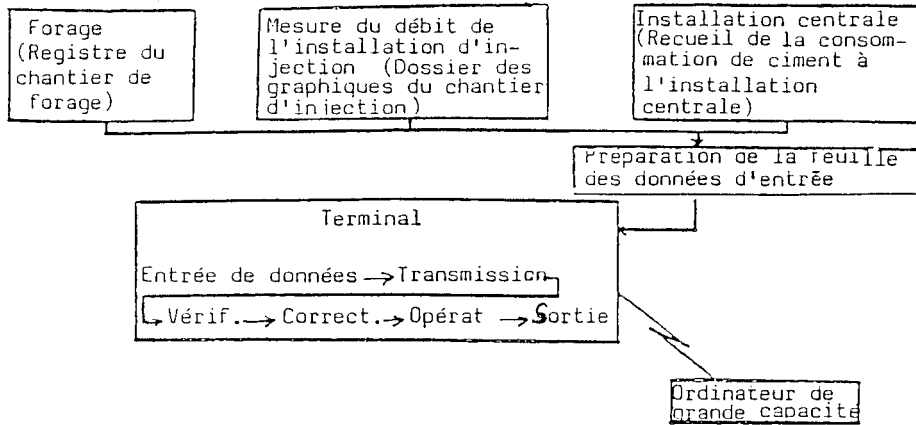


Fig. 38
Barrage Kawaji (Japon)
Séquence des opérations sur ordinateur

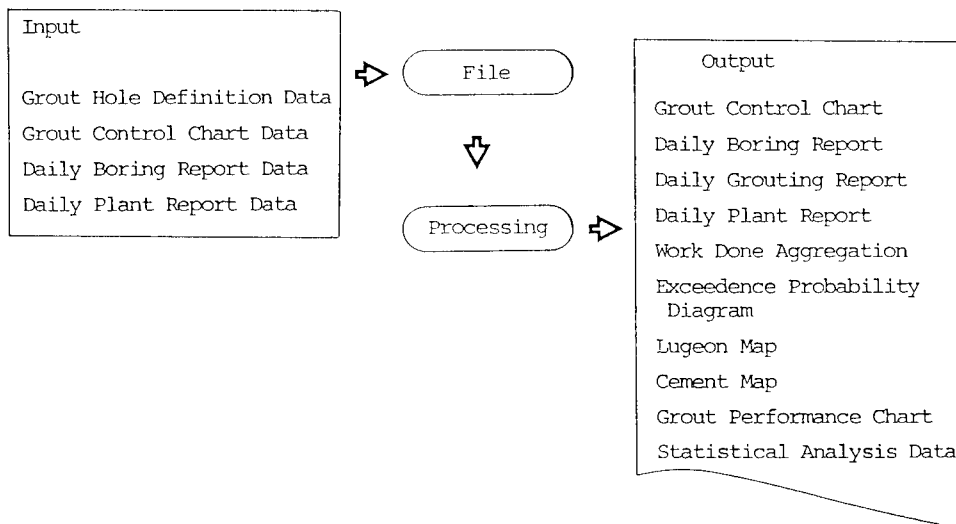
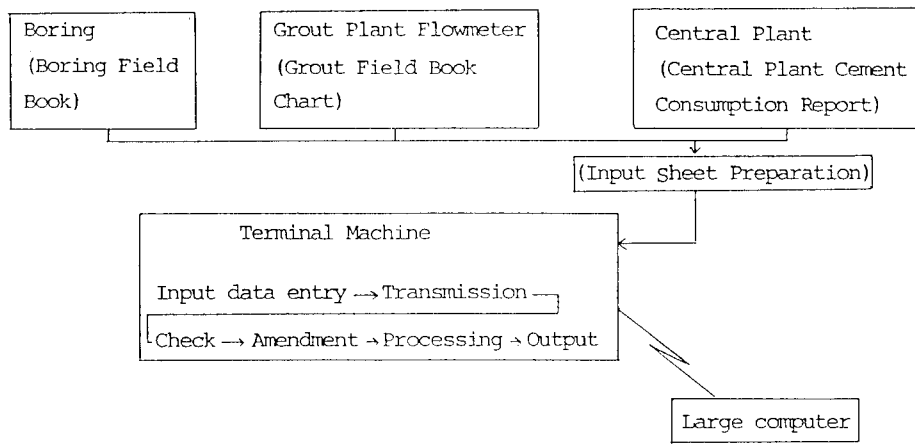


Fig. 38
Kawaji Dam (Japan).
Computer Operations Flow.

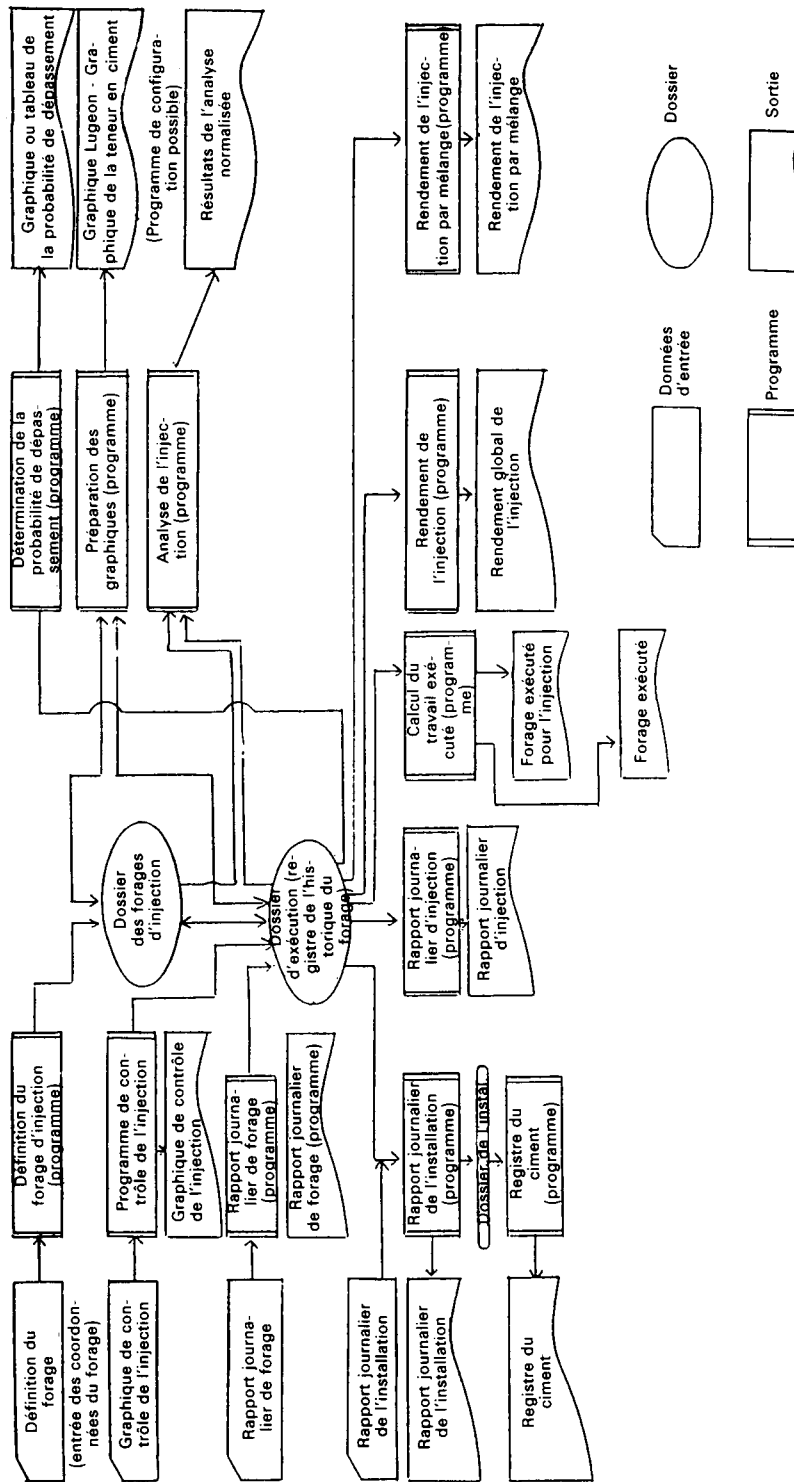
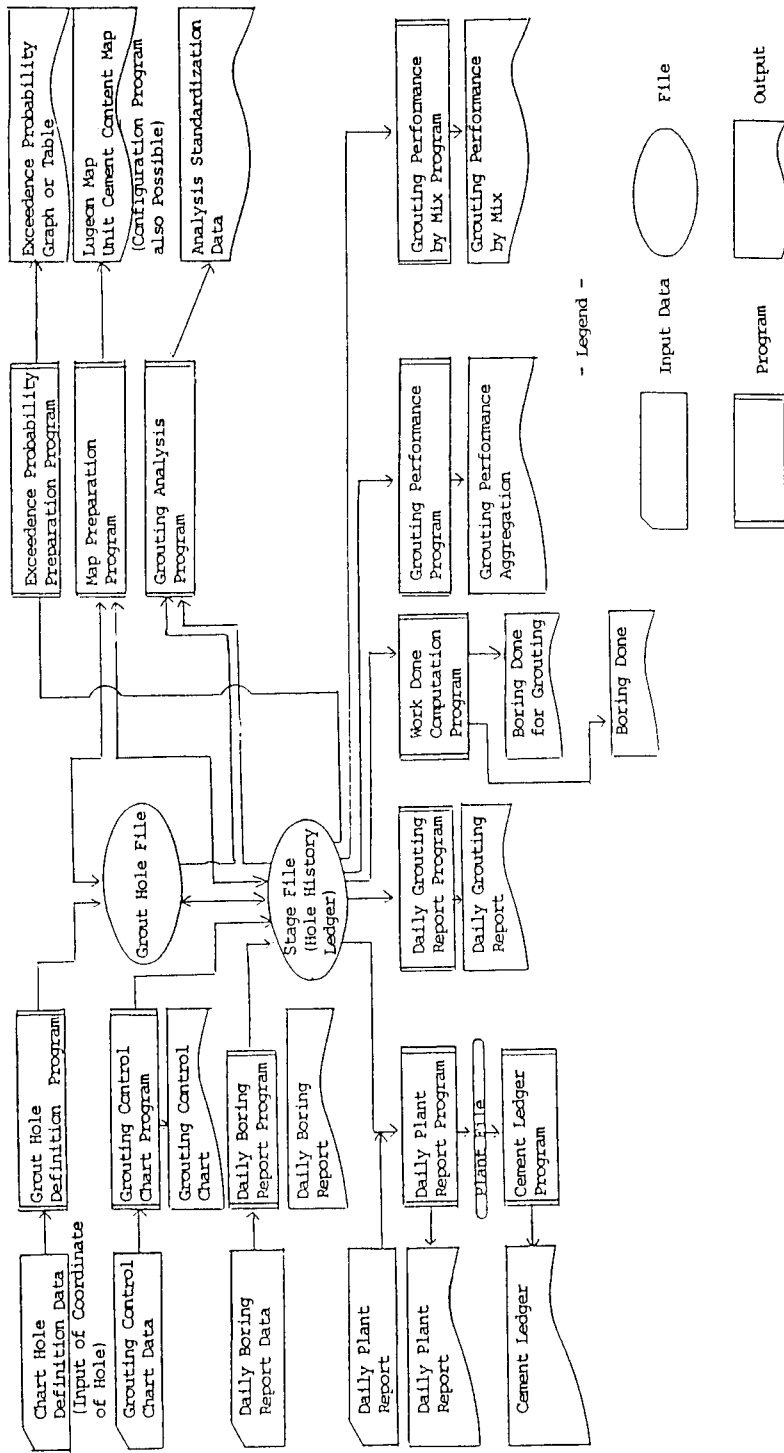


Fig. 39
Barrage Kawaji (Japon)
Chaîne des opérations



- Legend -
 [Rectangle] Input Data
 [Oval] File
 [Rectangle with wavy bottom] Program
 [Rectangle with wavy bottom] Output

Fig. 39
 Kawaji Dam (Japan).
 Program Flow Sheet.

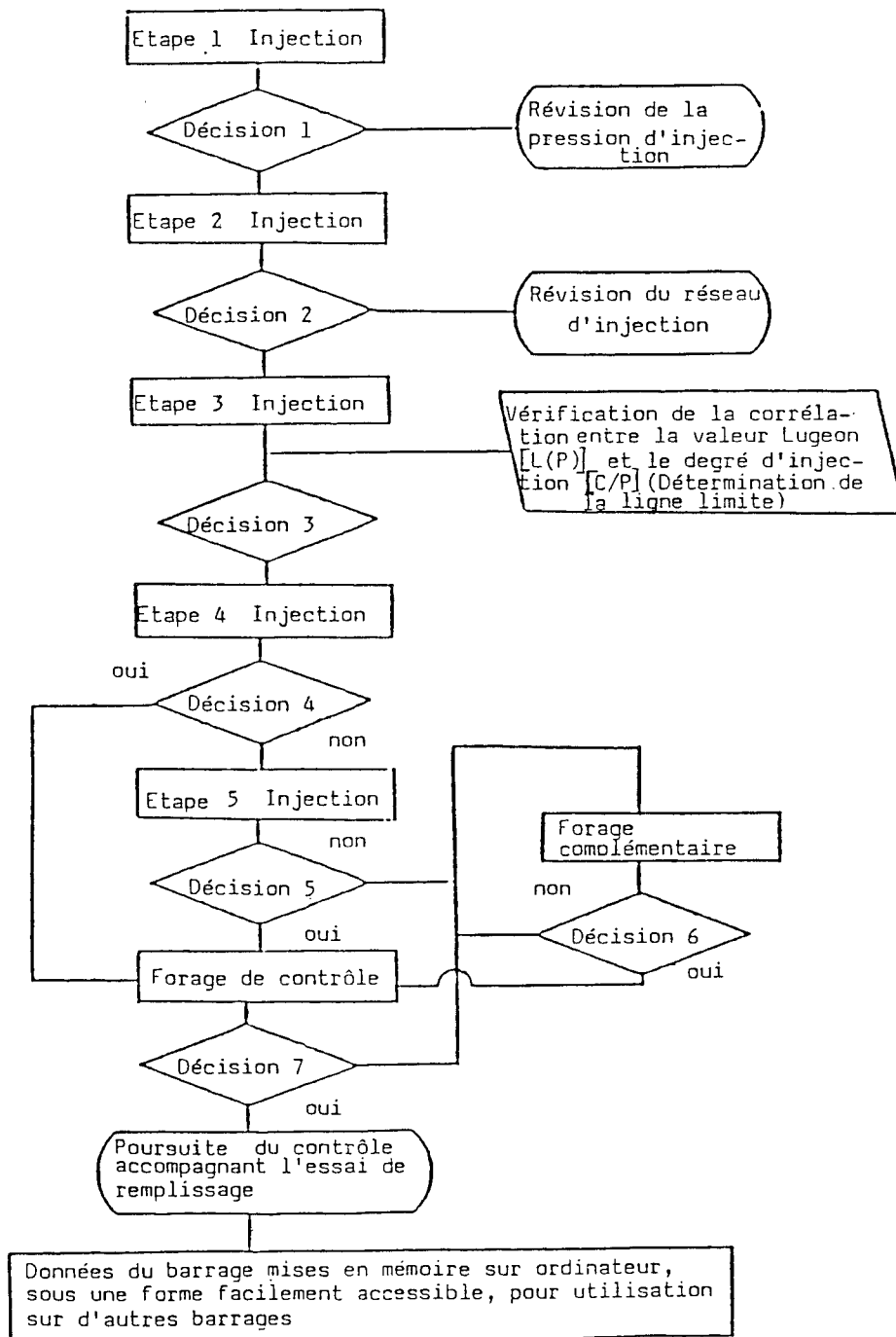


Fig. 40-(A)
Barrage de Kawaji (Japon).
Séquence du contrôle normalisé.

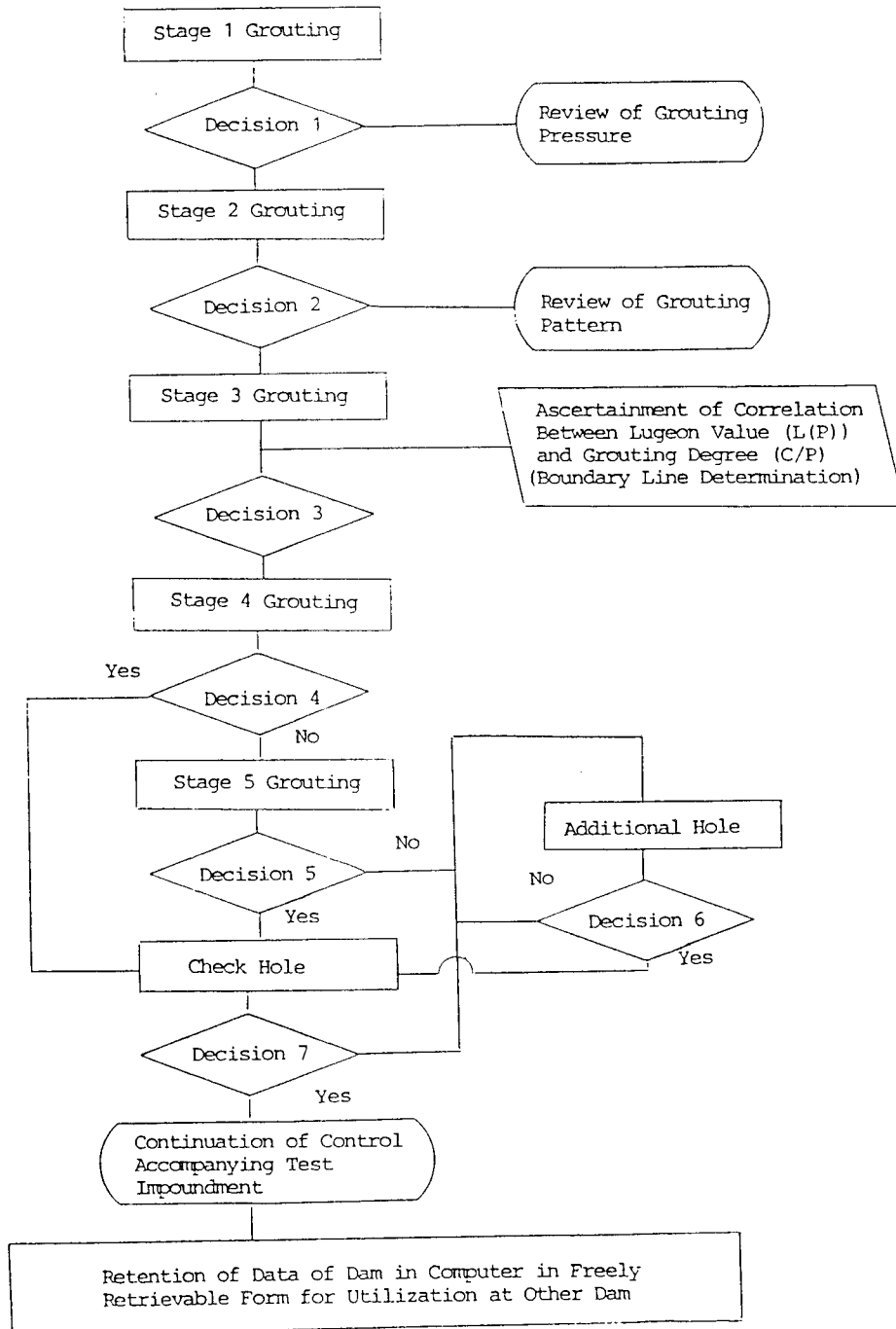


Fig. 40-(A)
 Kawaji Dam (Japan).
 Standardized Control Flow.

<u>Décision</u>	<u>Question soumise à la décision</u>	<u>Données pour la décision</u>	<u>Critères de décision et méthodes de traitement</u>
1	Vérification de la pression d'injection	Graphiques donnant les valeurs de la pression & les valeurs Lugeon	Examen de la pression d'injection là où la valeur Lugeon est augmentée sous l'effet de la montée de la pression
2	Vérification du réseau d'injection	Graphique donnant le degré d'amélioration	Examen du réseau d'injection comparant les résultats de l'étape 1 et de l'étape 2
3	Vérification du degré d'amélioration jusqu'à l'étape 3. Repérage des emplacements si les conditions d'injection sont anormales	(probabilité de dépass. ^t) Graphique donnant la corrélation entre L(P) et $\frac{r}{P}$ Graphique donnant les valeurs de la pression et les valeurs Lugeon	Constatation macroscopique du degré d'amélioration par probabilité de dépassement Constatation des emplacements où les conditions d'injection sont anormales par une carte donnant ces emplacements
4	Vérification du degré d'amélioration jusqu'à l'étape 4. Repérage des emplacements où les conditions d'injection sont anormales	(probabilité de dépass. ^t) Valeurs Lugeon, Graphique de relation H-Q (Graphique de rendement du forage) Carte indiquant les emplacements où les conditions d'injection sont anormales	Soit 90% des valeurs Lugeon sont ≤ 2 UL selon la probabilité de dépassement (soit un forage de contrôle doit être prévu, soit il y a quelque problème concernant la valeur maximale) Constatation des conditions d'injection par un graphique de relation H-Q
5	Décision d'ensemble (nécessité d'une injection complémentaire)		Constatation des emplacements où les conditions d'injection sont anormales par une carte indiquant ces emplacements
6	Vérifier si l'injection complémentaire était efficace	(probabilité de dépass. ^t) (Graphique Lugeon) (Graphique de la qualité du ciment)	Soit 90% des valeurs Lugeon ne dépassaient pas 2 UL d'après la probabilité de dépassement dans le domaine limite considéré, soit il y avait quelque problème concernant la valeur maximale
7	Vérifier si le réseau du voile d'injection était suffisant d'après les forages de contrôle		Soit les conditions anormales d'injection ont été convenablement améliorées d'après le diagramme

Fig. 40-(B)

Barrage de Kawaji (Japon)
Séquence du contrôle normalisé.

<u>Decision</u>	<u>Item of Decision</u>	<u>Data for Decision</u>	<u>Criteria for Decision and Method of Dealing</u>
1	Check of grouting pressure	Pressure and Lugeon Value Indication Map	Examination of grouting pressure where lugeon value is increased due to pressure rise
2	Check of grouting pattern	Improvement Degree Indication Map	Examination of grouting pattern comparing results of Stage 1 and Stage 2
3	Check of degree of improvement up to Stage 3 Pick-out of location of abnormal grouting conditions	(Exceedence Probability) L(P) and C/P Correlation Indication Map Pressure and Lugeon Value Indication Map	Macroscopic ascertainment of improvement degree by exceedence probability Ascertainment of location of abnormal grouting conditions by Abnormal Grouting Condition Location Indication Map
4	Check of degree of improvement up to Stage 4 Pick-out of location of abnormal grouting conditions	(Exceedence Probability) Lugeon Value M-o Relationship Diagram (Grout Hole Performance Chart) Abnormal Grouting Condition Location Indication Map	Whether 90% of lugeon values are 2 Lu or under according to exceedence probability (whether check hole to be provided, whether any problem regarding maximum value) Ascertainment of grouting conditions by M-o relationship Diagram Ascertainment of location of abnormal grouting conditions by Abnormal Grouting Condition Indication Map
5	Comprehensive decision (necessity of additional grouting)		
6	Whether there were adequate effects with additional grouting	(Exceedence Probability) (Lugeon Map) (Cement Quality Map)	Whether 90% of lugeon values were not more than 2 Lu according to exceedence probability limiting range considered, and whether any problem regarding maximum value
7	Whether grout curtain net was adequate according to check holes		Whether location of abnormal grouting conditions adequately improved according to map

Fig. 40-(B)
Kawaji Dam (Japan).
Standardized Control Flow.

5. REFERENCES

(Material furnished by various Committees in response
to a request from the Japanese National Committee.)
(Informations fournies par divers Comités à
la demande du Comité National Japonais.)

AUSTRALIA

1. " Impervious Seal by Special Grouting Techniques ", No. 4, Vol. 34, 1980, *Contracting & Construction Engineer*.
2. M. A. HINDLEY, P. LONDE, J. M. SOYER : *The Provision of an Impervious Seal for Seaham Weir*, 1977 Conference, Institution of Engineers-Australia.
3. D. ANDERSON : " Seaham Weir Salinity Test ", ANCOLD, *Bulletin*, No. 48, July 1977.
4. A. DENIAU : « La paroi drainante », Feb. 1981, *Travaux*.
5. *Copperfield Dam*.
6. *Pneumatically Applied Concrete on the upstream face of an earth and rockfill dam to act as wave protection*.

AUSTRIA

7. Wolfgang PIRCHER : *Finstertal Dam*.

CANADA

8. Outardes II : *Concreting of the Impervious Membrane of the Rock Filled Dam*.
9. LG-3 Main Dam (rock filled). " Optimizing the use of Heavy Equipment with a Minicomputer. "

CZECHOSLOVAKIA

10. *The Sealing of Earthdams by Foils Protected on Both Sides by Precast Concrete Elements*, App. 1.
11. *Sealing Sheet of Earth Dams of Geotextiles with Polyethylene Coat*, App. 2.
12. M. BROUSEK : *Experiences from the Construction and Operation of Slurry Reservoir with Geotextiles on Upstream Dam Slope*.
13. *Le Bassin de décantation pour les boues chimiques près de Brno (Tchécoslovaquie)*, App. 3.

CHINA

14. Li EDING, Wang SHENG PEI : *Kengkou RCC Dam*.
15. *New Construction Methods of Dams in China*, App. 4, APD.
16. CNCOLD : *Dam Construction by Chinese People*, 1979.
17. CNCOLD : *Nansui Dam and Shibianyu Dam* (directional blasting).

FRANCE

18. R. S. 12, Congrès de Montréal (1970) : *Barrages en terre et en enrochement : Galeries de drainage et d'injection* (chap. 3.2.); *Barrages mobiles : Méthode de construction des barrages* (4.1.2.); *Fondation des barrages* (4.1.3.); *Revêtements d'usure* (4.1.4.); *Parois moulées dans le sol* (5).

19. R. S. 12, Congrès de Madrid (1973) : *Barrages en terre et en enrochement : Masques amont d'étanchéité* (1.3.1.); *Digues déversantes* (1.3.4.); *Nouveaux types de barrages* (1.4.); *Utilisation du prédécoupage pour l'exécution des fouilles des barrages* (3.1.).
20. R. S. 10, Congrès de Mexico (1976) : *Barrages en terre et en enrochement : Digues déversantes en terre armée* (1.2.2.); *Organe d'étanchéité constitué par une paroi moulée* (1.2.3.); *Barrages mobiles : Revêtements d'usure des radiers de barrages* (3.1.); *Paroi moulée du barrage de Gamsheim* (3.2.).
21. R. S. 10, Congrès de New Delhi (1979) : *Barrages en remblai : Masque d'étanchéité constitué par une membrane mince* (1.1.1.); *Organe d'étanchéité constitué par une paroi moulée* (1.1.2.); *Utilisation des géotextiles* (1.1.3.); *Utilisation de la terre armée pour la surélévation d'un barrage* (1.1.4.); *Barrages en béton : Méthode nouvelle de construction des voûtes d'un barrage à voûtes multiples* (2).
22. *Rapports d'Électricité de France indiquant quelques méthodes nouvelles de construction*, Annexe 5.
23. J. AUBERT : " Nouveau Procédé de Fondation en lit de Rivière, Application au barrage de Denouval, n° 394, mai 1981, *Annales ITBTP*.
24. « Le Barrage du Verney », No. 134, *Chantiers de France*.
25. J. GOGUEL, J. KERISEL : « Eau, Sol et Construction », No. 355, Nov. 1977, *Annales ITBTP*.
26. Observations sur l'économie et les délais de construction des barrages de hauteur moyenne et conséquences éventuelles sur la conception, *Annexe 6*.

GERMANY

27. STRABAG Schriftenreihe 10, Folge Heft 1; STRABAG Schiftenreihe 11, Folge Heft 1.

ITALY

28. H. A. JOHNSON, P. C. CHAO : *Rollcrete Usage at Tarbela Dam*.
29. Tarbela Dam : " Problems Solved by Novel Concretes ", Dec. 1980, *Civil Engineering*, ASCE.
30. " The Technique of Placing Rollcrete as Experienced at Tarbela Dam During 1978-1980 for the construction of additional works at the Service Spillway. " *Symposium on Problems in Practice of Dam Engineering in Asia*, Bangkok, Dec. 1980.
31. Sergio MORPURGO : *List of Asphaltic Concrete Faced Dams constructed in Italy since 1982*.

JAPAN

32. GP/RS 1 : *Present Trends in Construction and Operation of Dams in Japan*; M. NOSE; Rio de Janeiro, 1980.
33. T. HIROSE : *Research for the Construction Method by RCD Concrete : Rolled Concrete for Dams*, June 1981, CIRIA, London.
34. A. YAMAZUMI, S. KOBAYASHI : " Extremely Dry Concrete - Application to Rolled Concrete for dams ", No. 12, Vol. 36, *Civil Engineering Technique* (in Japanese).
35. T. KAWASHIMA, K. KANAZAWA : " Design of Rockfill Dams on Weathered Foundation with Large Scale Faults ", Q. 53, R. 5, Rio de Janeiro Congress (1982).

36. S. KOBAYASHI, Y. ICHIMASU : “ Grouting of a Fault to Stabilize the Core Zone of Nakakura Dam ”, Q. 53, R. 7, Rio de Janeiro Congress (1982).
37. T. IWAKATA, M. NOBUYAMA : *Application of RI Method to the Compaction Control of Coarse-grained Material*, App. 7.
38. Some Documents from Kajima Corporation, Ohbayasji-Gumi, Ltd. and Maeda Construction Co. About Foundation Treatment, Computer Control for Construction Machines, etc. (in Japanese).
39. Technology Center for National Land Development : *Technical Guide to RCD Construction Method*, July 1981.
40. T. HIROSE : “ Research and Practice Concerning RCD Method. ” *Trans. of the 14th International Congress on Large Dams*, 1982.
41. T. HIROSE : “ Experience in the Use of Rolled Concrete ”, *Water Power and Dam Construction*, March 1983.
42. S. SHIMIZU, K. TAKEMURA : “ Design and Construction of a Concrete Gravity Dam on a Weak Bedrock ”, *Trans. of the 13th International Congress on Large Dams*, 1979.

SOUTH AFRICA

43. *A Short Report on a Few Possibly New Developments in Dam Construction*, App. 8.

SWITZERLAND

44. *Soil and Rock Anchors - Examples from Practice* (Losinger Ltd. VSL International).
45. A. C. WILLIAMS, D. W. SNAPE : *Development and Testing of Prestressable Tendons for Manly Dam* (Interim Report).
46. *Prestressed Pressure Tunnels* (Losinger Ltd. VSL International).
47. Job Report VSL : *Pumped Storage Scheme Taloro*, Sardinia, Italy.
48. Job Report VSL : *Water Supply Gallery Piastra - Andonno*, Italy.

THAILAND

49. *Construction of Dams in Thailand*, App. 9.

USA

50. E. K. SCHRADER : “ Roller-compacted Concrete ”, *The Military Engineer*, Sept.-Oct., 1977.
51. E. K. SCHRADER : *Willow Creek Dam - An Optimum Gravity RCC Dam with Vertical Upstream Face*, CIRIA Conference, June 1980.
52. ACI Committee 207 : “ Roller Compacted Concrete ”. *ACI Journal*, Jul.-Aug., 1980.
53. E. K. SCHRADER, H. J. THAYER : “ Willow Creek Dam - A Roller Compacted Concrete Fill ”, *Proc. 14th International Congress on Large Dams*, 1982.
54. “ BuRec Debuts First Rollcrete Dam ”, *Engineering News Records*, March 29th, 1984.
55. USCOLD : *Upper Stillwater Dam*.

UK

56. M. R. H. DUNSTAN : " Development of the Rolled Concrete Dam for Milton Brook ", *Concrete International*, March 1983.
57. John B. BOWCOCK : *Earth and Rockfills with Wet Core*.

USSR

58. L. P. MIKHAILOV, I. S. MOISEEV : " Practical Experience with Design and Construction of Dams Filled by Controlled Blasting, *International Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges*, Rio de Janeiro, 1982.

VENEZUELA

59. E. CARRERA, R. RODDY, H. HASEN : " Raising Guri Dam : Stage Construction to Meet Load Growth in Venezuela ", Q. 48, R. 14, New Delhi Congress, 1979.
60. C. CHAVARRI, D. S. LOUIE, N. CASTILLEJO, H. W. COLEMAN : " Spillway and Tailrace Design for Raising of Guri Dam Using Large Scale Hydraulic Model ", Q. 50, R. 12, New Delhi Congress, 1979.
61. " Some Documents of Research and Development for Small-Scheme Hydropower Development - Economization of Generator and Turbine, Protecting technique of Open Channel, Substitute Materials for Pressure Pipe and Impervious Sealing Materials. " *Japanese Government R & D Project*, 1981.
62. Zenon PURSZA (Electrificacion del Caroni), Tauseef CHOUDRY (Harza Engineering) : *Performance of Roller Compacted Concrete Cofferdam under Overflows; Prewetting Borrow Areas by Sprinkling (Guri Dam)*.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : mars 1988
N° 13703
ISSN 0534-8293
Couverture : TILT

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>